

# **DISEÑO INTEGRAL DE INTERSECCIONES SEMAFÓRICAS**



**IGNACIO PÉREZ PÉREZ  
HÉCTOR A. ARCOS DIEGO**



# **Diseño Integral de Intersecciones Semafóricas**





# **Diseño Integral de Intersecciones Semafóricas**

**Ignacio Pérez Pérez**

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Profesor Titular de Caminos y Aeropuertos

Universidade da Coruña

**Héctor A. Arcos Diego**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



# ÍNDICE.

<b>Índice.</b>	<b>Pág. I.</b>
<b>Prólogo.</b>	<b>Pág. V.</b>
<b>Capítulo 1. Conceptos básicos.</b>	<b>Pág. 1.</b>
1.1. Introducción.	Pág. 1.
1.2. Movimientos y fases.	Pág. 2.
1.3. Parámetros de control.	Pág. 5.
1.3.1. Tiempo de verde, período intermedio, ciclo.	Pág. 5.
1.3.2. Intensidad de saturación, tiempo de verde efectivo, tiempo perdido.	Pág. 6.
1.3.3. Capacidad de un movimiento.	Pág. 8.
1.3.4. Parámetros de un movimiento.	Pág. 9.
1.3.5. Movimientos críticos.	Pág. 10.
1.3.6. Parámetros de una intersección.	Pág. 11.
1.3.7. Grado de saturación práctico.	Pág. 14.
<b>Capítulo 2. Intensidad de saturación.</b>	<b>Pág. 15.</b>
2.1. Introducción.	Pág. 15.
2.2. Determinación de los grupos de carriles a analizar.	Pág. 16.
2.3. Obtención de las intensidades de saturación.	Pág. 17.
2.4. Estimación de las intensidades de saturación.	Pág. 18.
2.4.1. Metodología de cálculo.	Pág. 18.
2.4.2. La tabla básica de saturaciones ideales.	Pág. 18.
2.4.3. Tipos de entorno y de carril.	Pág. 19.
2.4.4. Factores de corrección.	Pág. 20.
2.5. Utilización de carriles.	Pág. 23.
2.6. Metodología del Manual de Capacidad.	Pág. 27.
2.6.1. Factores de ajuste por giro.	Pág. 30.
<b>Capítulo 3. Ciclo y reparto. Nivel de servicio.</b>	<b>Pág. 37.</b>
3.1. Identificación de los movimientos críticos.	Pág. 37.
3.1.1. Método del Manual de Capacidad americano (HCM).	Pág. 39.
3.1.2. Método australiano (ARR).	Pág. 40.
3.2. Cálculo del ciclo y del reparto.	Pág. 43.
3.2.1. Introducción. Ciclo óptimo y ciclo práctico.	Pág. 43.
3.2.2. Reparto de los tiempos de verde de los movimientos (g).	Pág. 45.
3.2.3. Tiempos de verde de la intersección.	Pág. 49.
3.3. Niveles de servicio.	Pág. 50.
3.4. Diferencias entre la metodología australiana y americana.	Pág. 55.
<b>Capítulo 4. Diseño funcional de una intersección.</b>	<b>Pág. 57.</b>
4.1. Introducción.	Pág. 57.
4.2. Diseño de las fases principales.	Pág. 58.

4.2.1. Definición de movimientos. Puntos conflictivos.	Pág. 59.
4.2.2. Definición de las fases peatonales.	Pág. 62.
4.2.3. Definición de las fases principales.	Pág. 62.
4.3. Diseño de transitorios.	Pág. 64.
4.3.1. Período ámbar.	Pág. 65.
4.3.2. Período todo rojo.	Pág. 66.
4.3.3. Verde intermitente de peatones.	Pág. 70.
4.3.4. Rojo de protección de peatones.	Pág. 70.
4.4. Cálculo de variables.	Pág. 70.
4.4.1. Preparación de los datos de aforo.	Pág. 71.
4.4.2. Relación de intensidad.	Pág. 72.
4.4.3. Cálculo del ciclo.	Pág. 73.
4.4.4. Cálculo del reparto.	Pág. 75.
4.4.5. Planes de tráfico y planes horarios.	Pág. 75.
4.5. Diseño del diagrama de fases.	Pág. 76.
4.5.1. Ejemplo.	Pág. 77.

## **Capítulo 5. Componentes de los semáforos.**

**Pág. 83.**

5.1. Introducción histórica.	Pág. 83.
5.2. Componentes de los semáforos.	Pág. 87.
5.3. Conservación.	Pág. 97.
5.3.1. La norma UNE 135401 EX.	Pág. 97.
5.3.2. Tipos de mantenimientos.	Pág. 98.
5.3.3. Otras recomendaciones.	Pág. 99.

## **Capítulo 6. Aforadores. Captura básica de datos.**

**Pág. 103.**

6.1. Introducción.	Pág. 103.
6.2. Métodos de aforo.	Pág. 104.
6.2.1. Clasificación.	Pág. 104.
6.2.2. Aforos manuales.	Pág. 104.
6.3. Aforos automáticos.	Pág. 106.
6.3.1. Características generales.	Pág. 106.
6.3.2. Tipos de detectores.	Pág. 107.
6.3.3. Clasificación funcional. Ubicación de los detectores.	Pág. 116.

## **Capítulo 7. Modos de funcionamiento.**

**Pág. 119.**

7.1. Introducción.	Pág. 119.
7.1.1. Tecnología.	Pág. 120.
7.1.2. Clasificación de los modos de funcionamiento.	Pág. 123.
7.2. Semáforos de operación prefijada.	Pág. 123.
7.3. Semáforos de operación accionada.	Pág. 124.
7.3.1. Parámetros y funcionamiento.	Pág. 125.
7.3.2. Semáforos de operación semiaccionada.	Pág. 128.
7.3.3. Semáforos de operación totalmente accionada.	Pág. 129.
7.3.4. Reguladores de volumen-densidad.	Pág. 129.
7.4. Control centralizado de semáforos.	Pág. 131.
7.4.1. Coordinación de los semáforos.	Pág. 133.
7.4.2. Sistemas de control de tráfico.	Pág. 135.

7.5. Programación de semáforos accionados.	Pág. 138.
7.5.1. Programación "clásica".	Pág. 138.
7.5.2. Sistemas expertos en ingeniería de tráfico.	Pág. 141.
 <b>Capítulo 8. Planes de fases.</b>	 <b>Pág. 145.</b>
8.1. Introducción.	Pág. 145.
8.2. Influencia de los giros a la izquierda.	Pág. 146.
8.3. Planes de fases.	Pág. 148.
8.3.1. Introducción.	Pág. 148.
8.3.2. Control de dos fases.	Pág. 150.
8.3.3. Control multifase.	Pág. 151.
 <b>Capítulo 9. El diseño geométrico de la intersección semaforica.</b>	 <b>Pág. 165.</b>
9.1. Introducción.	Pág. 165.
9.2. Características geométricas generales de una intersección.	Pág. 166.
9.2.1. Alineación horizontal.	Pág. 166.
9.2.2. Alineación vertical.	Pág. 167.
9.3. Características geométricas específicas de las intersecciones.	Pág. 168.
9.3.1. Configuración de la intersección.	Pág. 168.
9.3.2. Carriles.	Pág. 169.
9.3.3. Giros a la derecha.	Pág. 170.
9.3.4. Giros a la izquierda.	Pág. 173.
9.3.5. Carriles de almacenamiento.	Pág. 176.
9.3.6. Isletas y medianas.	Pág. 178.
9.3.7. Otros elementos.	Pág. 180.
9.4. Ubicación de los semáforos en una intersección.	Pág. 181.
9.4.1. Particularidades de los semáforos en báculo.	Pág. 183.
9.4.2. Requerimientos de los semáforos.	Pág. 185.
 <b>Capítulo 10. Criterios para evaluar la necesidad de semaforización.</b>	 <b>Pág. 189.</b>
10.1. Introducción.	Pág. 189.
10.2. Criterios de evaluación de la regulación.	Pág. 190.
10.2.1. Peligrosidad.	Pág. 191.
10.2.2. Volumen de tráfico.	Pág. 192.
10.2.3. Peatones.	Pág. 194.
10.2.4. Regulación cercana.	Pág. 196.
10.2.5. Geometría de la intersección.	Pág. 198.
10.2.6. Importancia de las vías a regular.	Pág. 202.
10.3. Método general de cálculo del Índice de Prioridad (IP).	Pág. 203.
10.4. Valores decisivos del Índice de Prioridad.	Pág. 206.
 <b>Capítulo 11. Instalación de semáforos.</b>	 <b>Pág. 207.</b>
11.1. Introducción.	Pág. 207.
11.2. Definición del número y situación de los semáforos.	Pág. 208.
11.2.1. Número mínimo de semáforos.	Pág. 208.
11.2.2. Situaciones normales de los semáforos.	Pág. 208.
11.2.3. Zona de visibilidad de un semáforo.	Pág. 210.
11.2.4. Probabilidad de visibilidad de un semáforo desde un carril.	Pág. 211.

11.2.5. Cálculo de la probabilidad de visibilidad mediante ábacos.	Pág. 214.
11.2.6. Probabilidad de visibilidad de los semáforos de un acceso. Nivel de señalización de un acceso. Límites de visibilidad.	Pág. 218.
11.2.7. Normas de determinación de la señalización.	Pág. 219.
11.2.8. Otras situaciones.	Pág. 220.
11.3. Paso de peatones.	Pág. 221.
11.3.1. Normas de instalación de semáforos de peatones.	Pág. 221.
11.3.2. Dimensionamiento de los pasos de peatones.	Pág. 221.
11.4. Semáforos de protección de los pasos de peatones.	Pág. 222.
11.5. Pantallas de contraste.	Pág. 223.
 <b>Anexo A. Variables del tráfico.</b>	 <b>Pág. 225.</b>
A.1. Introducción.	Pág. 225.
A.2. Circulación continua.	Pág. 225.
A.2.1. Volumen e intensidad.	Pág. 225.
A.2.2. Velocidad.	Pág. 227.
A.2.3. Densidad.	Pág. 228.
A.2.4. Relación entre variables.	Pág. 229.
A.3. Circulación discontinua.	Pág. 231.
A.4. Planes de aforo.	Pág. 232.
A.4.1. Estaciones de aforo.	Pág. 232.
A.4.2. Extrapolación de datos.	Pág. 233.
 <b>Anexo B. Glosario.</b>	 <b>Pág. 235.</b>
 <b>Anexo C. Ejemplos.</b>	 <b>Pág. 249.</b>
 <b>Bibliografía.</b>	 <b>Pág. 307.</b>

## Prólogo.

A lo largo de las tres últimas décadas el aumento del parque automovilístico no ha venido acompañado del necesario incremento en la disponibilidad de vías y espacios para la circulación rodada. Esta circunstancia ha provocado un crecimiento considerable en los niveles de congestión en la práctica totalidad de los entramados viarios.

Las intersecciones son los lugares de intercambio de movimientos entre los distintos flujos que discurren por dicho entramado y se convierten, en consecuencia, en los puntos de mayor conflicto, tanto desde el punto de vista de la fluidez del tráfico como desde la perspectiva de la seguridad vial. Es por ello que la regulación de su funcionamiento exige un cuidadoso proceso de diseño y una cierta inversión en medios materiales que faciliten su puesta en práctica. Cuanto mayor es la complejidad geométrica y la demanda del tráfico que tienen la intersección, tanto más necesario se hace su regulación mediante semáforos, especialmente en entornos urbanos y suburbanos.

Resulta cada vez más complicado encontrar ciudades, incluso pueblos, en los que no haya ningún cruce semaforizado. De modo que no resulta aventurado afirmar que la regulación semafórica representa un área de obligado conocimiento, aunque sea en grado mínimo, por parte de cualquier autoridad relacionada directa o indirectamente con la gestión de la vía pública (policía local o autonómica, departamentos de obras y conservación, Guardia Civil, agentes judiciales, etc.). Por lo tanto, es preciso fomentar un cierto nivel de formación en este tema.

Desgraciadamente esto no es así, de manera que el número de profesionales que poseen formación técnica en este campo resulta más bien escaso. Ello es, en parte, debido a que los ingenieros de tráfico han sido, por tradición, poco numerosos y bastante reticentes a la hora de compartir unos conocimientos que, en muchos casos, han requerido de grandes esfuerzos de autoaprendizaje. En parte también se debe a que no existe en la literatura técnica hispana ningún manual de fácil comprensión, que sistematice de forma efectiva la introducción a estos temas y que además esté orientado a una utilización sencilla y práctica. Por otro lado, tampoco la literatura anglosajona cubre de manera adecuada esta laguna, puesto que los escasos volúmenes existentes son o bien demasiado exhaustivos en sus planteamientos científicos, o bien están demasiado enfocados hacia soluciones locales que dificultan su extrapolación a otros ámbitos distintos del original.

Todas estas razones justifican la conveniencia de poner al alcance de cuántos puedan estar involucrados en la regulación semafórica una guía práctica que, partiendo de un nivel elemental, sirva como introducción a los conceptos y fundamentos de esta disciplina. A partir de ahí, puede servir como referencia inicial para la profundización en aspectos más complejos, que abarcan desde el tratamiento individual de ejes viarios hasta el control centralizado de grandes áreas urbanas mediante complejos sistemas informáticos y de comunicaciones.

Así pues, los objetivos básicos que se pretenden cubrir con esta publicación son:

- Ofrecer una introducción sencilla a los conceptos fundamentales que rigen la regulación semafórica.
- Dar a conocer los fundamentos teóricos y prácticos que soportan el diseño funcional de intersecciones semaforizadas y establecer una metodología sencilla para llevar a cabo los cálculos a utilizar a lo largo de todo el proceso de diseño y de proyecto.
- Analizar someramente el estado del arte en cuanto a las tecnologías que se utilizan para llevar a cabo todo lo anterior, así como presentar los componentes y consideraciones básicas a tener en cuenta no sólo a la hora de proyectar sino a la de poner en explotación y conservar las instalaciones correspondientes.
- Finalmente, esbozar algunos de los temas que, sin ser fundamentales a nivel básico, tiene cada vez mayor transcendencia, sobre todo en lo relativo a la introducción de nuevas tecnologías y herramientas para la ayuda en la optimización del rendimiento de los sistemas convencionales y que, por otro lado, abren nuevas expectativas de cara al futuro.

Para lograr todos estos objetivos se han utilizado múltiples fuentes de información y diversos autores sin los cuales hubiera sido imposible la realización del presente texto. De todos ellos, se desea agradecer especialmente la aportación de Antonio García Matas (cuyo trabajo “*Diseño Funcional del Diagrama de Fases de una Intersección Semaforizada*” sirve de base para la realización del *Capítulo 4*) y de Mario Aymerich (quien originariamente expuso la necesidad de realizar un libro de similares características en su escrito “*El trilema, del cómo y el porqué funcionan los semáforos*”).



# Capítulo 1: Conceptos básicos.

## ÍNDICE.

### 1.1. Introducción.

### 1.2. Movimientos y fases.

### 1.3. Parámetros de control.

#### 1.3.1. Tiempo de verde, período intermedio, ciclo.

#### 1.3.2. Intensidad de saturación, tiempo de verde efectivo, tiempo perdido.

#### 1.3.3. Capacidad de un movimiento.

#### 1.3.4. Parámetros de un movimiento.

#### 1.3.5. Movimientos críticos.

#### 1.3.6. Parámetros de una intersección.

#### 1.3.7. Grado de saturación práctico.

## 1.1. INTRODUCCIÓN.

El uso de semáforos constituye una de las formas más efectivas de control del tráfico en una intersección, empleándose para eliminar los conflictos ocasionados entre los distintos flujos que llegan al cruce mediante la distribución de los movimientos en diferentes tiempos. Dado que esta distribución provoca un retraso relativo a los vehículos de todos los accesos, es importante que los semáforos solamente se utilicen cuando sean estrictamente necesarios. En este sentido, los factores que juegan un papel significativo en la necesidad de instalación de semáforos en una intersección son el número de peatones, el historial de accidentes y la intensidad del flujo de vehículos de llegada.

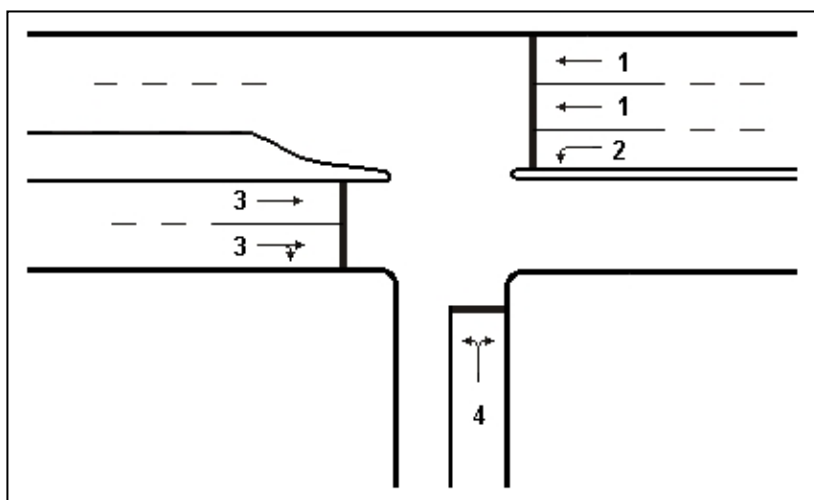
Hay dos conceptos de suma importancia para entender el diseño y funcionamiento de las intersecciones con semáforos:

- El tiempo que se asigna a los distintos movimientos conflictivos y a las pérdidas de tiempo que se producen en el ciclo debido al inicio y finalización de esos movimientos.
- El efecto que producen en el funcionamiento de la intersección los vehículos que giran a la izquierda y que son, a menudo, los elementos más importantes a la hora de diseñar el control y funcionamiento de las intersecciones con semáforos. El número, tipo y reparto (tiempo de asignación de los distintos movimientos conflictivos) de las fases de un semáforo están a menudo basados en los requerimientos de este movimiento.

## 1.2. MOVIMIENTOS Y FASES.

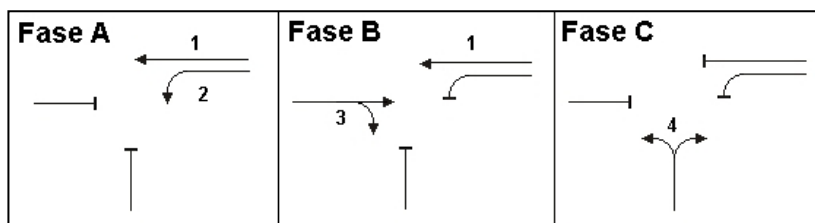
Algunos autores denominan *movimiento* a cualquier trayectoria que un vehículo puede realizar en una intersección proviniendo de cualquiera de sus accesos; otros prefieren definirlo como una cola de vehículos aislada, encarrilada hacia el cruce y diferenciada por su dirección, carril y derecho de paso. Aunque un movimiento de tráfico suele asociarse a una única trayectoria peatonal o vehicular, muchas veces, para fines de análisis, se designa como una combinación de movimientos de vehículos y/o de peatones. Así, el Highway Capacity Manual (HCM) utiliza el término *grupo de carriles* para designar a una serie de carriles que prestan servicio a uno o varios movimientos y que se analizan conjuntamente.

**Figura 1.1. Diversos tipos de movimientos.**



Mientras que el movimiento 3 abarca dos carriles distintos (con trayectorias recta y de giro a la derecha), los movimientos 1 y 2 están desagrupados. El movimiento 1 aglutina los dos carriles de paso de frente, mientras que el movimiento 2 ocupa un carril exclusivo para giro a la izquierda. Y frente a estos movimientos, el 4 que, si bien utiliza un único carril, concentra los giros a izquierda y derecha del tráfico que soporta.

**Figura 1.2. Plan de fases.**



En esta figura aparecen las fases en las que se ha organizado la circulación en la intersección de la **figura 1.1**. Aquí se ve claramente por que los movimientos 1 y 2 están desagrupados. También se observa que el movimiento 1 es solapado (ver página siguiente).

Los semáforos se utilizan para regular el funcionamiento de una intersección, dando paso de forma alternativa a los diversos movimientos incompatibles que pueden producirse en la misma. La asignación de estos derechos de paso a los diferentes movimientos se especifica a través del denominado *plan de fases* del semáforo.

Cuando en una intersección se justifica el uso de semáforos se consigue reducir los posibles conflictos al otorgar el derecho de paso a aquellos movimientos que son compatibles. En líneas generales, existen dos tipos de conflictos:

- **Conflictos primarios:** son aquellos conflictos producidos por los movimientos de dos vehículos de paso de frente (es decir, que siguen recto a través de la intersección). También se pueden producir entre peatones y vehículos.
- **Conflictos secundarios:** se producen entre un movimiento de paso de frente y un movimiento de giro a la izquierda. Están enmarcados dentro de la misma categoría los conflictos generados por los movimientos de los vehículos de giro a la derecha y los movimientos de los peatones al cruzar una calle.

Por otro lado, una *fase* es el estado de los semáforos durante el cual uno o más movimientos reciben el derecho de paso. La suma de todas las fases es igual al tiempo de duración del ciclo del semáforo; por lo tanto, el *ciclo* es una secuencia completa de las fases de una intersección semaforica. También se puede definir la fase como una fracción de la duración del ciclo asignada a un movimiento del tráfico o a una combinación de movimientos que reciben el derecho de paso simultáneamente en una intersección.

Las fases se fijan de tal manera que empiezan y terminan cuando se produce una modificación del derecho de paso, es decir, cuando termina un movimiento y comienza otro. En ese momento se produce lo que se denomina un *cambio de fase*. Según esto, una fase comienza cuando, como mínimo, un movimiento obtiene derecho de paso y finaliza cuando al menos un movimiento lo pierde.

El **HCM** define fase como la parte del ciclo concedida a cualquier combinación de movimientos de tráfico que tienen derecho a pasar simultáneamente durante uno o más intervalos. De esta definición se desprende que los movimientos que ganan el derecho de paso al principio de la fase no tienen por qué coincidir con los que lo pierden al final de la misma, ya que un movimiento puede tener derecho de paso durante más de una fase. Es lo que se conoce por *movimiento solapado*, es decir, aquél que recibe el derecho de paso durante más de una fase (ver *figuras 1.1 y 1.2*).

La disposición de los movimientos dentro de una secuencia de fases tiene una gran importancia en la capacidad y en el funcionamiento de una intersección. En particular, tiene suma transcendencia la disposición de los movimientos de giro. Éstos suelen clasificarse en movimientos de giros protegidos o movimientos de giros permitidos:

- **Movimiento de giro permitido.** Son movimientos que atraviesan, aprovechando los huecos existentes, un movimiento peatonal o vehicular: un movimiento de giro a la izquierda simultáneo a un movimiento de tráfico de frente en sentido opuesto se considera como permitido; también lo es un movimiento de giro a la derecha simultáneo a un movimiento peatonal ejecutado en un paso de cebra. Estos movimientos se originan a causa de los conflictos secundarios mencionados anteriormente.
- **Movimiento de giro protegido.** Son aquéllos que se llevan a cabo sin estos conflictos, por ejemplo, los giros hechos durante fases exclusivas de giro a la izquierda o a la derecha, durante las cuales los movimientos conflictivos con los peatones están prohibidos. Estos movimientos se producen para evitar los conflictos secundarios.

En una intersección semaforizada, los conductores que van a realizar movimientos permitidos deben esperar, en la línea de parada, hasta encontrar una oportunidad (un hueco adecuado) en el flujo del tráfico opuesto. Esta circunstancia impide que otros vehículos situados detrás realicen la misma maniobra. Dicho en otras palabras, cuando existe un tráfico opuesto de gran intensidad los automóviles que quieren girar tienen, a menudo, grandes dificultades para ejecutar esta operación.

El problema no se restringe solamente al conductor que pretende girar y no puede, sino que otros automóviles se quedan obstruidos detrás de aquél. Si esta situación se mantiene por mucho tiempo se produce una cola de vehículos, lo cual, a su vez, provoca que otros conductores cambien de carril para evitar este inconveniente. Todo ello ocasiona un desplazamiento de vehículos hacia otros carriles que, como es lógico, afecta al conjunto de la capacidad del acceso de la intersección.

Por otra parte, los vehículos en un movimiento protegido tienen la oportunidad de girar sin impedimentos pero, como se verá más adelante, la existencia de una fase adicional para tales movimientos incrementa el tiempo perdido en la intersección. Así, la elección entre un movimiento protegido y uno permitido, viéndolo estrictamente como un tema de capacidad y funcionamiento, suele reducirse a tener que escoger entre el efecto de impedancia producido por los movimientos de giro sobre otros vehículos y el incremento del tiempo perdido en la intersección debido al aumento del número de fases.

Todo esto manifiesta que, probablemente, el factor más significativo en el análisis de las operaciones realizadas en las intersecciones con semáforos es el impacto producido por los vehículos que giran a la izquierda. Esto es así porque, como se ha dicho, en las intersecciones semaforizadas es usual que los movimientos de giro a la izquierda sean la mayor fuente de conflictos.

### 1.3. PARÁMETROS DE CONTROL.

#### 1.3.1. Tiempo de verde, período intermedio, ciclo.

Dentro de una fase, el *tiempo de verde* (**G**) es el período durante el cual el aspecto “verde” del semáforo está a la vista. Al comienzo de este tiempo de verde, ciertos movimientos adquieren derecho de paso, perdiéndolo al final del mismo.

El *período intermedio* (**I**) es el tiempo comprendido desde el final del período verde del semáforo (por lo cual unos movimientos están perdiendo el derecho de paso) hasta el comienzo de su tiempo de rojo, coincidiendo este instante con el inicio del período verde en otro semáforo (donde otros movimientos están obteniendo el derecho de paso). Tiene como objetivo permitir el despeje de la intersección antes de que los movimientos contrapuestos se pongan en marcha y consta, en principio, del *período ámbar* y del *período todo rojo*, pero pueden añadirse otros períodos, tales como el verde intermitente de peatones o el rojo de protección de peatones, para aumentar la seguridad en la intersección (ver *apartado 4.3 del Capítulo 4*). Durante el período todo rojo tanto la fase que está terminando como la que está comenzando muestran simultáneamente una luz roja en el semáforo; es decir, consiste en un corto intervalo de tiempo durante el cual todos los semáforos están en rojo. El período ámbar se utiliza para avisar a los conductores del inminente cambio de fase.

La suma de los tiempos de verde de todas las fases y la suma de todos los períodos intermedios entre ellas constituyen el tiempo de *duración del ciclo* (**C**), o lo que es lo mismo, el tiempo total que necesita el semáforo para completar un ciclo:

$$C = \sum (I + G)$$

**C** = Duración del ciclo (seg).

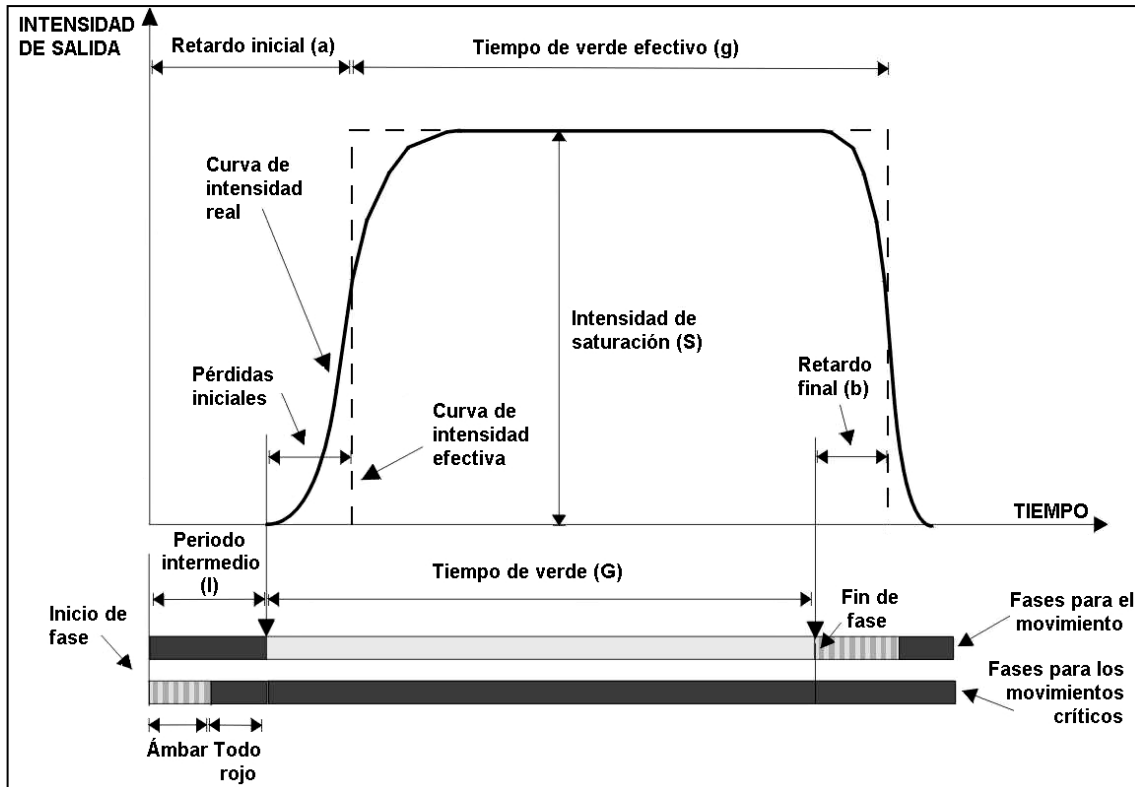
**G** = Tiempo de verde (seg).

**I** = Período intermedio (seg).

### 1.3.2. Intensidad de saturación, tiempo de verde efectivo, tiempo perdido.

Para un movimiento dado en una intersección regulada por semáforos, la **figura 1.3** muestra un gráfico donde se refleja la intensidad de salida de vehículos (eje de ordenadas) y el tiempo que transcurre durante la fase en verde del ciclo de un semáforo (eje de abscisas).

**Figura 1.3. Curva intensidad - tiempo para un movimiento de una intersección semafórica.**



Inicialmente, cuando el semáforo se pone en verde, se pierde algún tiempo mientras los vehículos arrancan y aceleran hasta una velocidad normal, de manera que la intensidad de salida crece lentamente durante los primeros segundos. Después, el flujo de coches que atraviesa la línea de parada aumenta rápidamente hasta un valor máximo llamado **intensidad de saturación (S)**, que es la máxima intensidad de salida que se puede alcanzar cuando hay una cola de vehículos accediendo al cruce (pero no tiene porqué alcanzarse siempre). Ésta se mantendrá hasta que la cola se termine o el período de verde finalice. Entonces, la intensidad de salida bajará hasta cero cuando el indicador en ámbar cambie a rojo. La intensidad de salida es menor durante el período posterior al final del tiempo de verde porque los vehículos desaceleran.

Con el fin de simplificar el análisis se reemplaza la línea real (trazo continuo) por un rectángulo (línea punteada) de igual área, en el cual la altura corresponde a la intensidad de saturación y cuyo ancho es igual al *tiempo de verde efectivo* (**g**) o tiempo que está efectivamente disponible para los movimientos permitidos. En otras palabras, el área bajo ambas curvas vale **Sxg** y representa el número máximo de salidas en un ciclo promedio.

Dividiendo el número máximo de salidas de la intersección entre la intensidad de saturación se obtendrá el denominado tiempo de verde efectivo, el cual es menor que la suma de los tiempos de verde más el período intermedio. La diferencia entre la suma de los períodos de verde más el período intermedio y el tiempo de verde efectivo se considera como un *tiempo perdido* (**t<sub>p</sub>**), ya que ninguna otra fase lo utiliza para la salida de vehículos de la intersección. Escrito en forma de ecuación:

$$t_p = G + I - g$$

**t<sub>p</sub>** = Tiempo perdido (seg).

**g** = Tiempo de verde efectivo (seg).

**G** = Período de verde (seg).

**I** = Período intermedio (seg).

Este tiempo perdido se debe a que, por un lado, al comienzo del movimiento los primeros vehículos de la cola de acceso sufren pérdidas de tiempo en el arranque, dado que su movimiento es más lento que el correspondiente a la intensidad de saturación y, por otro lado, al final del movimiento hay una parte de los intervalos de despeje y de cambio (ámbar y todo rojo) no utilizados por el movimiento vehicular. Por lo tanto, cada vez que un cierto movimiento comienza y termina tienen lugar dos tiempos perdidos. Generalmente el tiempo perdido en el arranque es significativamente mayor que en el de despeje y, en todo caso, la duración de ambos es difícil de estimar.

Por todo ello, el **HCM** combina ambos tiempos perdidos y los considera al principio del movimiento en cuestión. Además, si bien es cierto que los tiempos perdidos pueden variar con la fase, en la mayoría de los casos prácticos es más adecuado considerarlos constantes (**t<sub>p</sub>=3 seg**). En cambio, según la normativa del Australian Road Research Board (de aquí en adelante **ARR**), el tiempo perdido se halla como la diferencia de los valores **a** y **b** mostrados en la *figura 1.3*. Si el *retardo inicial a* (*start lag*) se define como la suma de los tiempos del período intermedio y la pérdida inicial, y el *retardo final b* (*end lag*) es simplemente el marcado en el gráfico, resulta:

$$t_p = a - b$$

$t_p$  = Tiempo perdido (seg).

$a$  = Retardo inicial (seg).

$b$  = Retardo final (seg).

Así, reescribiendo la primera expresión del tiempo perdido, obtenemos que la relación entre el período de verde visualizado y el tiempo de verde efectivo es igual a:

$$g + t_p = G + I$$

$t_p$  = Tiempo perdido (seg).

$g$  = Tiempo de verde efectivo (seg).

$G$  = Período de verde (seg).

$I$  = Período intermedio (seg).

### 1.3.3. Capacidad de un movimiento.

La capacidad de un movimiento en un cruce regulado con semáforos depende de la intensidad de saturación (**S**) a la cual los vehículos pueden salir de la intersección y también de la proporción del tiempo del ciclo que está realmente en verde ( $g/C$ ) durante dicho movimiento. Dado que **Sxg** es la capacidad por ciclo, entonces la *capacidad* (**Q**) se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{S \cdot g}{C}$$

**Q** = Volumen (veh/h).

**g** = Tiempo de verde efectivo (seg).

**S** = Intensidad de saturación (veh/h).

**C** = Duración del ciclo (seg).

Para calcular la capacidad el **HCM** utiliza el concepto de *grupo de carriles*. Dicho manual calcula la capacidad por separado para cada grupo de carriles que accede a un cruce. La capacidad del grupo de carriles es la intensidad de circulación máxima del grupo de carriles en cuestión que puede circular a través de la intersección en las condiciones prevalecientes de tráfico, calzada y semaforización. Generalmente, la intensidad de circulación se mide o proyecta para un período de 15 minutos.



### 1.3.4. Parámetros de un movimiento.

Los parámetros que definen un movimiento son la relación de verde efectivo (**u**), la relación de la intensidad de llegada (**y**) y el grado de saturación (**x**). Así, en primer lugar, se designa como *relación de verde efectivo de un movimiento* (**u**) al cociente entre el tiempo de verde efectivo y el tiempo de duración del ciclo, y se expresa de la manera siguiente:

$$u = \frac{g}{C}$$

**u** = Relación de verde efectivo.  
**g** = Tiempo de verde efectivo (seg).  
**C** = Duración del ciclo (seg).

Se define *relación de la intensidad de llegada de un movimiento* (**y**) a la relación entre la intensidad de llegada y la intensidad de saturación:

$$y = \frac{q}{S}$$

**y** = Relación de intensidad de llegada.  
**q** = Intensidad de llegada (veh/h).  
**S** = Intensidad de saturación (veh/h).

Por último, se denomina *grado de saturación de un movimiento* (**x**) a la relación entre la intensidad de llegada y la capacidad de dicho movimiento:

$$x = \frac{q}{Q} = \frac{q}{S \cdot g/C} = \frac{q/S}{g/C} = \frac{y}{u}$$

**x** = Grado de saturación.  
**q** = Intensidad de llegada (veh/h).  
**Q** = Capacidad (veh/h).  
**y** = Relación de intensidad de llegada.  
**u** = Relación de verde efectivo.

La relación de intensidad (**y**) es un parámetro que representa la demanda en la intersección, es decir, el porcentaje de vehículos que llegan a la misma respecto al máximo que podrían llegar. La relación de tiempo verde (**u**) es el parámetro de control que simboliza la oferta, o sea, la proporción del ciclo habilitado para el paso de vehículos.

El grado de saturación ( $\mathbf{x}$ ) relaciona estos dos parámetros, de manera que si la capacidad de un movimiento ( $\mathbf{Q}$ ) es mayor que su intensidad de llegada ( $\mathbf{q}$ ), su grado de saturación es menor que uno ( $\mathbf{x} < 1$ ), ante lo cual  $\mathbf{u} > \mathbf{y}$  (es decir, la oferta es mayor que la demanda).

### 1.3.5. Movimientos críticos.

La duración del ciclo se puede también expresar mediante la ecuación siguiente:

$$\mathbf{C} = \sum_{\text{mov. crít.}} (\mathbf{g} + \mathbf{t_p})$$

$\mathbf{C}$  = Duración del ciclo (seg).

$\mathbf{g}$  = Tiempo de verde efectivo (seg).

$\mathbf{t_p}$  = Tiempo perdido (seg).

En la misma, la sumatoria se lleva a cabo para los denominados *movimientos críticos*, aquéllos en los que se produce la relación  $\mathbf{q/Q}$  más alta en cada fase semafórica, es decir, son los movimientos que tienen un mayor grado de saturación ( $\mathbf{x}$ ) para una fase dada.

En toda fase semafórica se otorga el verde a uno o más movimientos; uno de ellos tendrá la mayor demanda y será quien determine la cantidad de tiempo de verde necesaria; éste será el movimiento crítico para la fase en cuestión. Por consiguiente, los movimientos críticos son aquéllos que tienen un mayor  $\mathbf{g+t_p}$ , y en ellos la sumatoria de la fórmula anterior es igual a la duración del ciclo. Lo cual quiere decir que, si se excluyeran los tiempos perdidos, los movimientos críticos estarían en movimiento en todo momento durante el ciclo semafórico. Los movimientos críticos son aquellos movimientos que van a determinar la capacidad y el reparto. Si con el fin de lograr una capacidad adecuada se asigna suficiente tiempo para cada movimiento crítico, el resto de los movimientos tendrán suficiente capacidad.

Cuando no hay movimientos solapados (es decir, movimientos que se extienden más allá de una fase), solamente habrá un movimiento crítico por fase, que será el movimiento que requiera un mayor tiempo  $\mathbf{g+t_p}$ , o un mayor grado de saturación de entre los movimientos de esa fase. Cuando se especifican los movimientos críticos, la duración del ciclo se puede calcular mediante la expresión arriba indicada.

Las fases con movimientos solapados son las más difíciles de analizar, porque, por un lado, hay varios movimientos en distintas fases semafóricas y, por otro, algunos movimientos de giro a la izquierda pueden funcionar en sistemas permitidos y protegidos durante varias porciones del ciclo. En estos casos es necesario encontrar el camino crítico del ciclo semafórico, que será el que tenga la mayor suma de relaciones  $q/Q$  o la mayor suma de los  $g+t_p$  de cada movimiento.

Sin embargo, no resulta inmediato el cálculo del grado de saturación de los movimientos (y, por lo tanto, establecer los movimientos críticos). Como  $x=q/Q$  y  $Q=S \cdot g/C$ , es necesario conocer la duración del ciclo y el tiempo de verde efectivo para estimar el grado de saturación de un movimiento, pero estos dos parámetros dependen de cuáles son los movimientos críticos, que a su vez se determinan a través del grado de saturación.

La **ARR** resuelve este problema definiendo una nueva variable (el “tiempo requerido”) y vinculando su valor a la determinación de los movimientos críticos. Este nuevo parámetro tiene en cuenta que los movimientos críticos serán aquéllos que tengan un mayor  $g+t_p$  (ver apartado 3.1.2).

El **HCM** encuentra una solución más directa: ya que  $x=q/Q=y/u$ , supone que los movimientos críticos serán aquéllos que tengan la mayor relación de intensidad de llegada ( $y$ ), puesto que la relación de verde efectivo ( $u=g/C$ ) no puede estimarse hasta que se conozcan dichos movimientos críticos (ver apartado 3.1.1).

### 1.3.6. Parámetros de una intersección.

La ecuación del apartado anterior con la que se estima la duración del ciclo se puede reescribir, deshaciendo el paréntesis, como  $C=\Sigma g+\Sigma t_p$  (las sumatorias efectuadas para los movimientos críticos), lo cual permite definir el *tiempo perdido en la intersección* a través de la expresión:

$$L = \sum_{\text{mov.crit}} t_p$$

$L$  = Tiempo perdido en la intersección (seg).  
 $t_p$  = Tiempo perdido (seg).

El tiempo perdido en la intersección se define como la suma de los *tiempos perdidos de los movimientos críticos*. Excluye los períodos intermedios en los movimientos críticos solapados. Por lo tanto, el tiempo perdido en la intersección es el tiempo perdido a lo largo del camino crítico del ciclo del semáforo.

Para encontrar el tiempo perdido en el camino crítico, la regla general del **HCM** dice que debe aplicarse un tiempo perdido cuando se inicia un movimiento; es decir, concentra los tiempos perdidos al inicio y al final del movimiento al principio del mismo. Además, como ya se ha mencionado en el *apartado 1.3.2*, considera un tiempo perdido de valor constante para cada movimiento e igual a tres segundos ( $t_p=3 \text{ seg}$ ). Generalizando se puede establecer la siguiente regla:

$$L = n \cdot t_p$$

$L$  = Tiempo perdido en la intersección (seg).

$t_p$  = Tiempo perdido (en condiciones normales,  $t_p=3 \text{ seg}$ ).

$n$  = Número de movimientos en el camino crítico durante el ciclo.

Por otra parte, una intersección debe cumplir la siguiente condición:

$$\sum_{\text{mov. crít.}} u > \sum_{\text{mov. crít.}} y$$

$y$  = Relación de intensidad de llegada.

$u$  = Relación de verde efectivo.

Estas sumatorias, siempre llevadas a cabo para los movimientos críticos, se pueden definir como la *relación de tiempo de verde en la intersección (U)* y la *relación de intensidad en la intersección (Y)*:

$$\begin{aligned} U &= \sum_{\text{mov. crít.}} u \\ Y &= \sum_{\text{mov. crít.}} y \end{aligned}$$

$U$  = Relación de verde en la intersección.

$u$  = Relación de verde efectivo.

$Y$  = Relación de intensidad en la intersección.

$y$  = Relación de intensidad de llegada.

Asimismo, se puede definir la **relación de tiempo verde en la intersección (U)** como la relación entre la suma de los tiempos de verde efectivo para los movimientos críticos y la duración del ciclo:

$$U = \frac{\sum_{\text{mov.crit.}} g}{C} = \frac{C - L}{C}$$

**U** = Relación de tiempo de verde en la intersección.

$\sum g$  = Suma de los tiempos de verde efectivo para los mov. críticos (seg).

**C** = Duración del ciclo (seg).

**L** = Tiempo perdido en la intersección (seg).

Como se ha visto anteriormente, cada fase semafórica tendrá un movimiento crítico que determinará los requisitos de tiempo de verde para esa fase concreta. Pues bien, el **grado de saturación de la intersección (X)** es el mayor grado de saturación producido entre todos los movimientos críticos de una intersección. Y, suponiendo que los grados de saturación de cada uno de los movimientos críticos son iguales, puede calcularse sin necesidad de determinar los tiempos de verde efectivo mediante la ecuación siguiente:

$$X = \frac{Y}{U} = \frac{\sum_{\text{mov.crit.}} y}{\frac{C - L}{C}} = \left( \frac{C}{C - L} \right) \cdot \sum_{\text{mov.crit.}} \left( \frac{q}{S} \right)$$

**X** = Grado de saturación de la intersección.

**q** = Intensidad de llegada (veh/seg).

**S** = Intensidad de saturación (veh/seg).

**C** = Duración del ciclo (seg).

**L** = Tiempo perdido en la intersección (seg).

En una intersección regulada con semáforos hay movimientos cuyos tiempos de verde deben ser iguales a unos tiempos de verde mínimos (**g<sub>m</sub>**, **G<sub>m</sub>**) que están especificados (corresponden al tiempo mínimo que tarda un peatón en cruzar la calzada o que tarda un vehículo en atravesar el cruce; ver *apartado 3.1.2*). Si un movimiento de este tipo se identifica como crítico, su tiempo de verde efectivo mínimo (**g<sub>m</sub>**) se añade al tiempo perdido en la intersección (**L**), y los valores de la relación de intensidad (**y**) y de la relación de verde efectivo (**u**) no se incluyen en los correspondientes parámetros **Y** y **U** de la intersección. Por lo tanto, el grado de saturación obtenido mediante la ecuación anterior utilizando los valores **L**, **Y**, **U** es aplicable a todos los movimientos críticos excepto para aquéllos cuyos tiempos de verde se determinan mediante estos valores mínimos especificados.

Como ya se ha visto anteriormente, los parámetros  $L=\sum t_p$ ,  $U=\sum u$ , e  $Y=\sum y$  se definen como la suma de los correspondientes parámetros de los movimientos críticos. El grado de saturación de la intersección será, por lo tanto, el mayor grado de saturación correspondiente a uno de los movimientos críticos. Ya que los movimientos críticos poseen los mayores grados de saturación, éstos determinan los requerimientos de capacidad y reparto en la intersección. Por lo tanto, la identificación de los movimientos críticos es el primer paso para calcular la capacidad y el reparto.

### 1.3.7. Grado de saturación práctico.

Ya que  $X$  se define como el mayor grado de saturación de los movimientos, la condición  $X < 1$  para la intersección satisface la condición  $x < 1$  para todos los movimientos. Cuando las condiciones de funcionamiento de la intersección satisfacen la desigualdad anterior se dice que la intersección no está saturada, y en caso contrario se dice que está sobresaturada.

En la práctica, el máximo grado de saturación debe ser menor que **1** porque de lo contrario, cuando los flujos de llegada se acercan a la capacidad, las condiciones del tráfico llegan a ser inestables, provocando excesivas longitudes de cola, paradas y demoras. Este grado de saturación máximo, que limita unas adecuadas condiciones de operatividad, se denomina *grado de saturación práctico*, denotándose  $x_p$  cuando se refiere a un movimiento y  $X_p$  cuando se refiere a una intersección. Los grados de saturación prácticos que dan unas buenas condiciones de funcionamiento fluctúan en el rango de **0.8** a **0.9**.

## Capítulo 2: Intensidad de saturación.

### ÍNDICE.

- 2.1. Introducción.
- 2.2. Determinación de los grupos de carriles a analizar.
- 2.3. Obtención de las intensidades de saturación.
- 2.4. Estimación de las intensidades de saturación.
  - 2.4.1. Metodología de cálculo.
  - 2.4.2. La tabla básica de saturaciones ideales.
  - 2.4.3. Tipos de entorno y de carril.
  - 2.4.4. Factores de corrección.
- 2.5. Utilización de carriles.
- 2.6. Metodología del Manual de Capacidad.
  - 2.6.1. Factores de ajuste por giro.

### 2.1. INTRODUCCIÓN.

La intensidad de saturación es uno de los parámetros más importantes en el análisis de la capacidad de las intersecciones reguladas con semáforos. Como se dijo en el capítulo anterior, la *intensidad de saturación* (**S**) es la máxima intensidad de salida que se puede alcanzar durante el período de verde cuando hay una cola en la intersección. Por otro lado, el **HCM** la define como el flujo, en vehículos a la hora, al que puede dar servicio un grupo de carriles suponiendo que la fase de verde esté siempre disponible para ese acceso, es decir, suponiendo que la *relación de verde efectivo* ( $u=g/C$ ) sea igual a **1.0**.

Para el **ARR** los factores que influyen en la intensidad de saturación, que se establecen mediante una adecuada descripción de los movimientos que provienen de las calles de acceso a la intersección, son los siguientes:

- *Tipo de entorno*: definido en función del grado de interferencia que sufre el libre movimiento de vehículos. Se refiere al conjunto de la intersección.
- *Tipo de carril*: establecido de acuerdo a las características de las maniobras de giro.
- *Anchura y longitud del carril*.
- *Pendiente*.
- *Composición del tráfico*.
- *Infrautilización de carriles* (si el uso del carril es inferior al de su capacidad teórica).

Se recomienda calcular las intensidades de saturación de los grupos de carriles sumando las intensidades de saturación de los movimientos asignados a cada uno de los carriles individuales. Además, los distintos movimientos del tráfico dentro de cada carril (por ejemplo, un carril en el que se pueda seguir de frente y girar a la derecha) se pueden considerar separadamente o combinarse. Esto se hace así con el fin de especificar los movimientos adoptados, los cuales, gracias al recurso de expresar las intensidades de saturación independientemente carril por carril, se emplean como soporte del cálculo de la capacidad y del reparto de la intersección.

Las intensidades de saturación de los movimientos dependen de la distribución del tráfico entre los carriles, ante lo cual estará afectada por la decisión de repartir los diferentes movimientos entre los carriles existentes (tanto exclusivos como compartidos). Al mismo tiempo, establecido el ordenamiento de los movimientos, la selección de los carriles por parte de los conductores también influirá en las intensidades de saturación.

## **2.2. DETERMINACIÓN DE LOS GRUPOS DE CARRILES A ANALIZAR.**

La capacidad de una intersección no se calcula para el conjunto de la misma sino para cada acceso o para cada grupo de carriles de un acceso. Por ello, es necesario especificar una serie de características de estos grupos de carriles que definan su intensidad, intensidad de saturación, tiempo perdido y tiempo necesario para cumplir con la demanda de capacidad. Como se verá más adelante, los cálculos se efectúan por separado para cada grupo de carriles y, con el fin de identificar aquéllos que determinan la capacidad y el reparto de la intersección, se comparan las demandas de todos ellos.

En primer lugar se especifican los movimientos de acuerdo a las exigencias de los derechos de paso. En segundo lugar, se estipulan los grupos de carriles que forman los accesos según la designación y utilización de los carriles. La división de los accesos de la intersección en grupos de carriles es un proceso bastante obvio en el cual se considera la geometría de la intersección y la distribución de los movimientos del tráfico. En general, es conveniente utilizar el menor número de grupos de carriles que describan adecuadamente el funcionamiento de la intersección.

En este sentido, el informe *“Traffic Signals: Capacity and Timing Analysis”* del Australian Road Research Board (**ARR**) recomienda utilizar las reglas siguientes:



- El tráfico en un carril exclusivo se especifica como un movimiento (o grupo de carriles) separado.
- El tráfico en un carril infrautilizado se especifica como un movimiento (o grupo de carriles) separado.
- El tráfico en los carriles con igual utilización (incluyendo los carriles compartidos) se integra y se describe la unión como un movimiento (o grupo de carriles) separado.

Estas reglas indican que las intensidades de saturación de los movimientos dependen de la distribución del tráfico entre los carriles. La decisión tomada por el ingeniero de tráfico al realizar el diseño en el que se asignan los carriles a los diferentes movimientos del tráfico (como carriles exclusivos o compartidos) afectará a las intensidades y a los grados de saturación. De esta forma, los grados de saturación en varios carriles serán idénticos bajo condiciones de igual utilización de carriles, mientras que los carriles infrautilizados tendrán grados de saturación menores (es decir, hay una capacidad disponible que no se utiliza).

### **2.3. OBTENCIÓN DE LAS INTENSIDADES DE SATURACIÓN.**

Idealmente, las intensidades de saturación y los tiempos muertos deberían medirse en *campo*, es decir, realizando estudios de aforo directamente en la intersección en estudio (ver *Capítulo 6*). Sin embargo, son muchas las situaciones en las que dicha operación no es posible, por lo que se antoja necesario la existencia de un método de estimación de la intensidad de saturación. Algunas de esas situaciones podrían ser:

- Cuando se realizan nuevas instalaciones de semáforos.
- Cuando se pretende modificar una intersección existente: la rectificación de la geometría (número y anchura de los carriles, radio de giro, etc.), una nueva asignación de carriles y planes de fases, etc. producirán cambios en las intensidades de saturación.
- Cuando cambia la composición del tráfico: la intensidad de saturación está sujeta a la proporción de vehículos pesados y a la proporción de los vehículos que giran; incluso los cambios en el reparto afectarán a las intensidades de saturación de los movimientos con tráfico opuesto y a los movimientos que emplean carriles cortos.

La principal desventaja de utilizar las intensidades de saturación *estimadas* (y no las medidas en campo) radica en que estarán basadas en términos medios que, en un caso en particular de estudio, pueden no ser válidos.

## **2.4. ESTIMACIÓN DE LAS INTENSIDADES DE SATURACIÓN.**

### **2.4.1. Metodología de cálculo**

Para calcular las intensidades de saturación de los movimientos (o grupos de carriles) se recomienda el método siguiente (metodología de la **ARR**):

- En función de la asignación de los distintos movimientos a cada grupo de carriles se elige, en la **tabla 2.1**, la intensidad de saturación ideal (en vehículos normales que siguen recto por hora). Esta elección se realizará con arreglo al *entorno de la intersección* y al *tipo de carril*.
- Con el fin de obtener la intensidad de saturación “real” se corrige el valor anterior para tener en cuenta varios factores prevalecientes no ideales que afectan a la misma.
- Por último, se determina la intensidad de saturación de los grupos de carriles sumando las intensidades de saturación prevalecientes corregidas pertenecientes a los diferentes movimientos de cada uno de los carriles.

Más adelante se explicarán las correcciones requeridas. Estos ajustes se pueden aplicar a cada carril separadamente o, por el contrario, al movimiento completo por acceso. En otras palabras, se pueden combinar y/o intercambiar los pasos segundo y tercero cuando se requiera. En cualquier caso, para el cálculo de la capacidad y del reparto, la **ARR** recomienda el uso de la intensidad de saturación (medida en campo o estimada) en unidades consistentes.

### **2.4.2. La tabla básica de saturaciones ideales.**

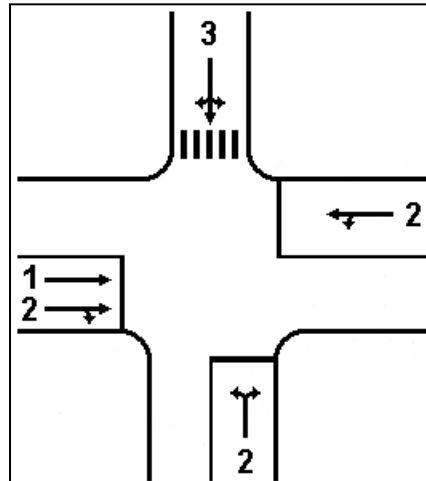
La intensidad de saturación ideal (en vehículos normales que siguen recto por hora) dada en la **tabla 2.1** se obtuvo a partir de una serie de estudios realizados en Australia, por lo que su aplicación a otros lugares debe abordarse con la debida reserva.

Dicha intensidad de saturación es función de la clase de entorno y tipo de carril, conceptos que se explican en el siguiente punto, pero debe tenerse presente que la tipificación en tres tipos de carril y tres tipos de entorno se realiza para simplificar la metodología; sus fines son meramente orientativos de manera que, en muchas ocasiones, la elección entre uno u otro tipo de carril o de entorno no deja de ser una estimación subjetiva en manos del ingeniero de tráfico.

<b>Tabla 2.1. Intensidades de saturación ideal (<math>S_0</math>).</b>			
TIPO DE ENTORNO	TIPO DE CARRIL		
	1	2	3
A	1850	1810	1700
B	1700	1670	1570
C	1580	1550	1270

### 2.4.3. Tipos de entorno y de carril.

- **Entorno tipo A: condiciones ideales o cercanas a las ideales para el libre movimiento de vehículos.** Buena visibilidad; muy pocos peatones; no existen interferencias debido a la carga y descarga de vehículos de mercancías; pocos problemas de aparcamiento de vehículos (condiciones frecuentes en áreas residenciales suburbanas).
- **Entorno tipo B: condiciones medias para el movimiento de vehículos.** Geometría de la intersección adecuada; número de peatones pequeño o moderado; alguna interferencia debida a la carga y descarga de vehículos de mercancía y, también, debido a la rotación del aparcamiento de vehículos; vehículos saliendo y entrando en locales comerciales (condiciones frecuentes en áreas industriales y comerciales).
- **Entorno tipo C: condiciones adversas para el movimiento de vehículos.** Gran número de peatones; mala visibilidad; interferencia de vehículos estáticos; carga y descarga de vehículos comerciales; taxis y autobuses; alta rotación del aparcamiento de vehículos (condiciones frecuentes en la zona centro de las ciudades).
- **Carril tipo 1: directo (de paso de frente).** Un carril que contiene solamente vehículos de paso de frente (vehículos que siguen rectos; ver **figura 2.1**).
- **Carril tipo 2: de giro.** Un carril que contiene cualquier tipo de tráfico de giro (giro exclusivo a la izquierda, giro exclusivo a la derecha, o un carril compartido desde el cual los vehículos pueden girar a la izquierda o a la derecha o, también, continuar de frente). Se supone que posee un radio de giro adecuado y una mínima interferencia de peatones.
- **Carril tipo 3: de giro restringido.** Igual al tipo 2, pero los vehículos que giran están sujetos a radios pequeños y/o alguna interferencia de peatones.

**Figura 2.1. Tipos de carril.**

En este punto cabe resaltar que se puede hablar de carriles tipo 2 en entornos tipo C. Una cosa es el entorno (las condiciones globales de la intersección) y otra distinta las condiciones particulares del carril analizado.

#### 2.4.4. Factores de corrección.

La intensidad de saturación ideal tomada de la **tabla 2.1** se debe ajustar para tener en cuenta las situaciones no “ideales”. Mediante los factores de corrección se refleja el efecto que ejercen una o varias de las condiciones prevalecientes sobre dichas condiciones ideales. Como ya se ha indicado, los ajustes pueden realizarse a carriles aislados, grupos de carriles o a todo el acceso. La intensidad de saturación prevaleciente se obtiene mediante la expresión siguiente:

$$S = S_o \cdot \frac{f_w \cdot f_g}{f_c}$$

**S** = Intensidad de saturación estimada (veh/h).

**S<sub>o</sub>** = Intensidad de saturación ideal (vehículos normales de frente/h).

**f<sub>w</sub>** = Factor de corrección de la anchura del carril.

**f<sub>g</sub>** = Factor de corrección de la pendiente.

**f<sub>c</sub>** = Factor de corrección de la composición del tráfico.

El cálculo de los factores de corrección se describe a continuación. Los factores de corrección de la anchura de carril y de la pendiente se expresan como parámetros de corrección constantes, mientras que, si hay movimientos opuestos, el factor de corrección de la composición del tráfico puede llegar a ser una función del reparto del semáforo.

**a) Anchura del carril y pendiente ( $f_w$ ,  $f_g$ ).**

El factor de ajuste por anchura de carril ( $f_w$ ) tiene en cuenta el impacto perjudicial que ejercen los carriles estrechos en la intensidad de saturación, mientras que los anchos producen un incremento del flujo. La anchura de carril nunca será inferior a 2.4 m (si  $w \leq 2.4$  m,  $f_w = 0.89$ ) ni superior a 4.6 m ( $f_w = 1.06$  si  $w \geq 4.6$  m). Cuando se analice un carril cuyo ancho se encuentre dentro de estos límites se usan las fórmulas de la **tabla 2.2**. Si existe un carril de ancho variable, se debe utilizar el ancho del punto más estrecho dentro de los 30 metros anteriores a la línea de parada. Además, el carril de salida debe ser al menos tan ancho como el carril de acceso; por ello, el ancho de la salida debe ser utilizado como el ancho del carril de acceso ( $w$ ).

<b>Tabla 2.2. factores de anchura de carril y pendiente.</b>	
Si $2.4m < w < 3.0$ m	$f_w = 0.55 + 0.14 w$
Si $3.0m < w < 3.7$ m	$f_w = 1$
Si $3.7m < w < 4.6$ m	$f_w = 0.83 + 0.05 w$

Si el efecto de la pendiente se considera significativo, la intensidad de saturación debe ser multiplicada por el factor de pendiente  $f_g$ , que solamente depende de la inclinación  $i$  (en tanto por ciento y valor absoluto). Se utiliza el signo  $+$  cuando se entra en la intersección descendiendo (lo cual provoca un incremento de la intensidad de saturación) y el signo  $-$  cuando se entra subiendo, ya que así disminuye la intensidad de saturación:

$$f_g = 1 \pm \frac{i}{200}$$

$f_g$  = Factor de corrección de la pendiente.

$i$  = Pendiente del carril (%).

**b) Composición del tráfico ( $f_c$ ).**

El factor de corrección de la composición del tráfico ( $f_c$ ) se introduce para tener en cuenta las diferentes clases de vehículos que circulan y los tipos de giros que realizan los movimientos bajo consideración. En la **tabla 2.3** los efectos de los diferentes tipos de vehículos y giros se expresan en términos de equivalencia de coches de paso de frente, es decir, unidades de vehículos de paso de frente por hora para cada combinación de vehículos de giro.

$$f_c = \frac{\sum e_i \cdot q_i}{q}$$

$f_c$  = Factor de composición del tráfico.

$q_i$  = Intensidad para el tipo de giro  $i$  (veh/h).

$q$  = Intensidad total del movimiento (veh/h).

$e_i$  = Equivalente de coches de paso de frente para el tipo de giro  $i$ .

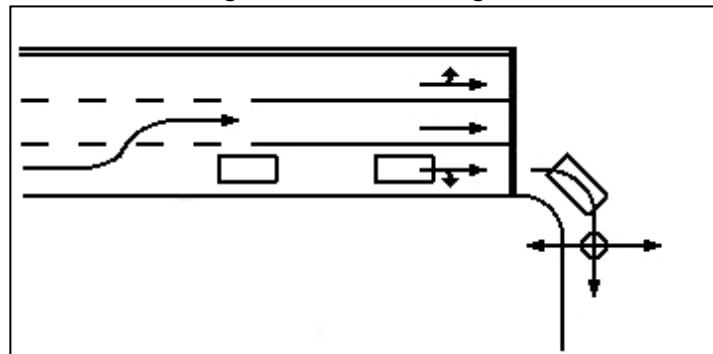
<b>Tabla 2.3. Equivalencia de coches de paso de frente (<math>e_i</math>).</b>				
TIPO DE VEHÍCULO	RECTOS (de frente)	GIROS SIN OPOSICIÓN		GIROS CON OPOSICIÓN
		Normal	Restringido	
LIGEROS	1.00	1.00	1.25	$e_o$
PESADOS	2.00	2.00	2.50	$e_o + 1$

El valor de  $f_c$  se puede interpretar como una intensidad promedio ponderada equivalente a coches de paso. Para su cálculo es necesario conocer, en primer lugar, los **tipos de vehículos**. Solamente se consideran dos tipos: cualquier automóvil con más de dos ejes o con ruedas gemelas en el eje trasero se define como un **vehículo pesado** (autobuses, camiones, vehículos articulados, coches remolcando trailers y otros vehículos de movimiento lento); los restantes son **vehículos ligeros**.

En segundo lugar es necesario conocer los **tipos de giros**. El efecto del tráfico de giro depende de si se trata de un movimiento **con oposición** (debe ceder el paso y buscar huecos en un movimiento antagónico) o **sin oposición**. El movimiento antagónico puede ser el movimiento de un vehículo o de un peatón. Existen dos tipos de giros sin oposición:

- **Normal:** sus condiciones corresponden con un radio de curvatura razonablemente grande e interferencia peatonal despreciable (en la tabla anterior,  $e_i=1.00$  para los vehículos ligeros con giros sin oposición normal, por lo que su intensidad de saturación, asumiendo el ancho de carril y nivel de pendiente estándar, corresponde con la intensidad de saturación ideal).
- **Restringido:** se aplica a los movimientos que poseen menores radios de giro y están sometidos a interferencias de peatones (si esta interferencia peatonal es grande se pueden tratar como giros con oposición; ver **figura 2.2**).

En los giros con tráfico de oposición el valor de la equivalencia depende del reparto del semáforo y de las características del movimiento de oposición. Puesto que es una clase de giro menos frecuente, no se entrará en su cálculo. El valor de  $e_o$  y la metodología general pueden consultarse en la **ARR**.

**Figura 2.2. Giro restringido.**

Se aplica a movimientos que poseen radios de giro pequeños y sufren interferencias peatonales. Como se indicó en el caso de los entornos de la intersección, la clasificación de los tipos de giro es una cuestión más cualitativa que cuantitativa, y será el ingeniero de tráfico quien decida a qué clase pertenece el movimiento en estudio.

## **2.5. UTILIZACIÓN DE CARRILES.**

En los accesos que tienen dos o más carriles es posible que la capacidad de los mismos no se aproveche plenamente. En estas condiciones se dice que los carriles están *infrautilizados*. Esto tiene importantes implicaciones en el diseño del semáforo y, por lo tanto, este aspecto ha de tenerse en cuenta en los cálculos de la capacidad y del reparto de la intersección semafórica. Asimismo, siempre que sea posible, se deben contemplar medidas para prevenir la infrautilización de carriles.

Las decisiones que pueda tomar el ingeniero de tráfico con respecto a la disposición de los carriles (número y tipo), unido a la elección del plan de fases semafórico, influyen decisivamente en la posible infrautilización de un carril (o carriles). Pero fijados el plan de fases y la disposición de los carriles, son los conductores quienes en última instancia determinan su utilización y, por consiguiente, las intensidades de saturación. Se puede considerar que los conductores seleccionan los carriles de acuerdo a los dos principios básicos:

- **De acuerdo al destino final.** Este destino final se refleja tanto en los volúmenes de giro de la intersección en estudio como en la intersección aguas abajo.
- **De acuerdo con los retrasos percibidos.** Éstos se advierten mediante la longitud y composición de una cola de vehículos (en particular debido a la existencia de vehículos pesados y giros con oposición del tráfico) y, también, a la interferencia de vehículos aparcados, paradas de autobuses, etc.

Por lo tanto, la utilización de carriles se ve afectada por los retrasos reales ocurridos en la intersección, por los destinos de los conductores más allá del cruce y por los factores del comportamiento humano, y todos ellos justifican la necesidad de las observaciones de campo. Aun así, existen procedimientos empíricos para estimar la utilización de los carriles. En primer lugar, se puede definir una **relación de utilización** ( $\rho_i$ ) para el carril  $i$  mediante la expresión:

$$\rho_i = \frac{x_i}{X}$$

$\rho_i$  = Relación de utilización.

$x_i$  = Grado de saturación del carril  $i$ .

$X$  = Grado de saturación del grupo de carriles.

De acuerdo con la expresión anterior, si los carriles de un grupo de carriles poseen igual relación de utilización también tendrán iguales grados de saturación, puesto que si  $\rho_1=\rho_2=\rho_3=\dots=\rho_n$ , como  $X$  es el mismo para los  $n$  carriles, entonces  $x_1=x_2=x_3=\dots=x_n$ . Y puesto que  $X$  es el máximo  $x_i$  del grupo de carriles, entonces se verificará que  $x_1=x_2=x_3=\dots=x_n=X$ ,  $\rho_1=\rho_2=\rho_3=\dots=\rho_n=1$ .

Como es sabido, el grado de saturación es la relación entre la intensidad y la capacidad. Por lo tanto, cuando en un acceso hay una igual utilización de carriles se cumplirá que:

$$\frac{q_1}{Q_1} = \frac{q_2}{Q_2} = \dots = \frac{q_n}{Q_n} = \frac{q_1 + q_2 + \dots + q_n}{Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n} = \frac{q}{Q} = X$$

$X$  = Grado de saturación crítico.

$q$  = Intensidad del grupo de carriles (veh/h).

$Q$  = Capacidad del grupo de carriles (veh/h).

Dicho de otra manera, cuando el cociente entre la intensidad y la capacidad de los diferentes carriles es constante (es decir, cuando la capacidad de los carriles se utiliza en la misma proporción) se puede calcular el grado de saturación de los grupos de carriles sin la necesidad de calcular las intensidades individuales de cada uno de ellos, definiendo un movimiento único para cada grupo de carriles cuyo grado de saturación es igual a  $X$ .

Las anteriores ecuaciones tienen en cuenta las pérdidas de tiempo y los tiempos de verde efectivo en los diferentes carriles. Pero se puede introducir una simplificación asumiendo que el tiempo de verde efectivo es el mismo en todos los carriles.



$$x_i = \frac{q_i}{Q_i} = \frac{q_i \cdot C}{S_i \cdot g} = y_i \cdot \frac{C}{g} = \frac{y_i}{u}$$

$x_i$  = Grado de saturación del carril  $i$ .

$y_i$  = Relación de intensidad del acceso.

$u$  = Relación de tiempo de verde efectivo.

Puesto que el grado de saturación del acceso ( $X$ ) es igual al mayor grado de saturación de los carriles críticos ( $x_c$ ), y como la relación de verde efectivo ( $u$ ) es la misma para todos los carriles, la relación de utilización también puede expresarse como:

$$\rho_i = \frac{x_i}{X} = \frac{x_i}{x_c} = \frac{\frac{y_i}{u}}{\frac{y_c}{u}} = \frac{y_i}{y_c}$$

$\rho_i$  = Relación de utilización.

$y_i$  = Relación de intensidad del carril  $i$ .

$y_c$  = Mayor relación de intensidad de los carriles críticos.

Por consiguiente, para una igual utilización de los carriles ( $\rho_i=1$ ) se tendrán que verificar las igualdades  $y_1=y_2=\dots=y_n=y_c$ , por lo cual se puede afirmar que:

$$\frac{q_1}{S_1} = \frac{q_2}{S_2} = \dots = \frac{q_n}{S_n} = \frac{q_1 + q_2 + \dots + q_n}{S_1 + S_2 + \dots + S_n} = \frac{q}{S} = y_c$$

$y_c$  = Relación de intensidad del carril crítico.

$q$  = Intensidad del grupo de carriles (veh/h).

$S$  = Intensidad de saturación (veh/h).

Así, en aquellos carriles donde las capacidades sean utilizadas proporcionalmente y los tiempos de verde efectivo sean los mismos, la intensidad de saturación del grupo de carriles se puede calcular sumando las intensidades de saturación de los carriles. Las intensidades de los carriles se pueden calcular mediante las siguientes ecuaciones:

$$q_i = x_c \cdot Q_i$$

$q_i$  = Intensidad del carril  $i$  (veh/h).

$Q_i$  = Capacidad del carril  $i$  (veh/h).

$x_c$  = Mayor grado de saturación de los carriles críticos.

$$q_i = y_c \cdot S_i$$

$q_i$  = Intensidad del carril  $i$ .

$y_c$  = Mayor relación de intensidad de los carriles críticos.

$S_i$  = Intensidad de saturación del carril  $i$ .

La infrautilización se produce porque hay una capacidad disponible que no se aprovecha, luego se verifica que  $\rho < 1$ , es decir, estos carriles tienen un menor grado de saturación. Para comprobar la infrautilización se divide el tráfico en dos movimientos que aglutinan los carriles que se suponen infrautilizados y los que no. Cada uno de ellos tendrá su propia intensidad e intensidad de saturación, así que para el primero se tiene que:

$$y_1 = \frac{q_1}{S_1}$$

$y_1$  = Relación de intensidad del "movimiento" infrautilizado.

$q_1$  = Intensidad del "movimiento" infrautilizado (veh/h).

$S_1$  = Intensidad de saturación del "movimiento" infrautilizado (veh/h).

El movimiento que agrupa los carriles no infrautilizados corrobora:

$$y_2 = \frac{q_2}{S_2}$$

$y_2$  = Relación de intensidad del "movimiento" no infrautilizado.

$q_2$  = Intensidad del "movimiento" no infrautilizado (veh/h).

$S_2$  = Intensidad de saturación del "movimiento" no infrautilizado (veh/h)

Y como ya se ha mencionado, la relación de utilización será igual al cociente de las relaciones de intensidades de los dos movimientos y habrá de ser menor que la unidad:

$$\rho = \frac{y_1}{y_2} < 1$$

$\rho$  = Relación de utilización.

$y_1$  = Relación de intensidad del "movimiento" infrautilizado.

$y_2$  = Relación de intensidad del "movimiento" no infrautilizados.

Esta relación de utilización puede calcularse si se conoce la intensidad de tráfico de giro ( $q_{L1}$ ) y de frente ( $q_{T1}$ ) del movimiento infrautilizado. Este último valor debería medirse directamente en el cruce, pero cuando no se dispone de datos se puede estimar como:

$$q_{T1} = \frac{q_T}{2 \cdot n}$$

$q_{T1}$  = Intensidad (tráfico recto) del movimiento infrautilizado (veh/h).

$q_T$  = Intensidad total del tráfico que sigue recto (veh/h).

$n$  = Número de carriles disponibles para el tráfico que sigue recto.

Entonces, para calcular  $\rho$  se tendrán que realizar los siguientes pasos:

- Se calcula la intensidad de tráfico del movimiento infrautilizado:  $q_1 = q_{T1} + q_{L1}$ .
- Se obtiene el valor de  $S_1$  ( $S = S_o \cdot f_w \cdot f_g / f_c$ ) y a continuación el valor de  $y_1 = q_1 / S_1$ .
- Para el movimiento no infrautilizado:  $q_{T2} = q_T - q_{T1}$ .
- Conocido el tráfico de giro  $q_{L2}$ , se calcula:  $q_2 = q_{T2} + q_{L2}$ .
- Se obtiene el valor de  $S_2$  ( $S = S_o \cdot f_w \cdot f_g / f_c$ ) y a continuación el valor de  $y_2 = q_2 / S_2$ .
- Por último,  $\rho = y_1 / y_2$ . Si  $\rho > 1$  se toma igual utilización para los carriles del acceso.

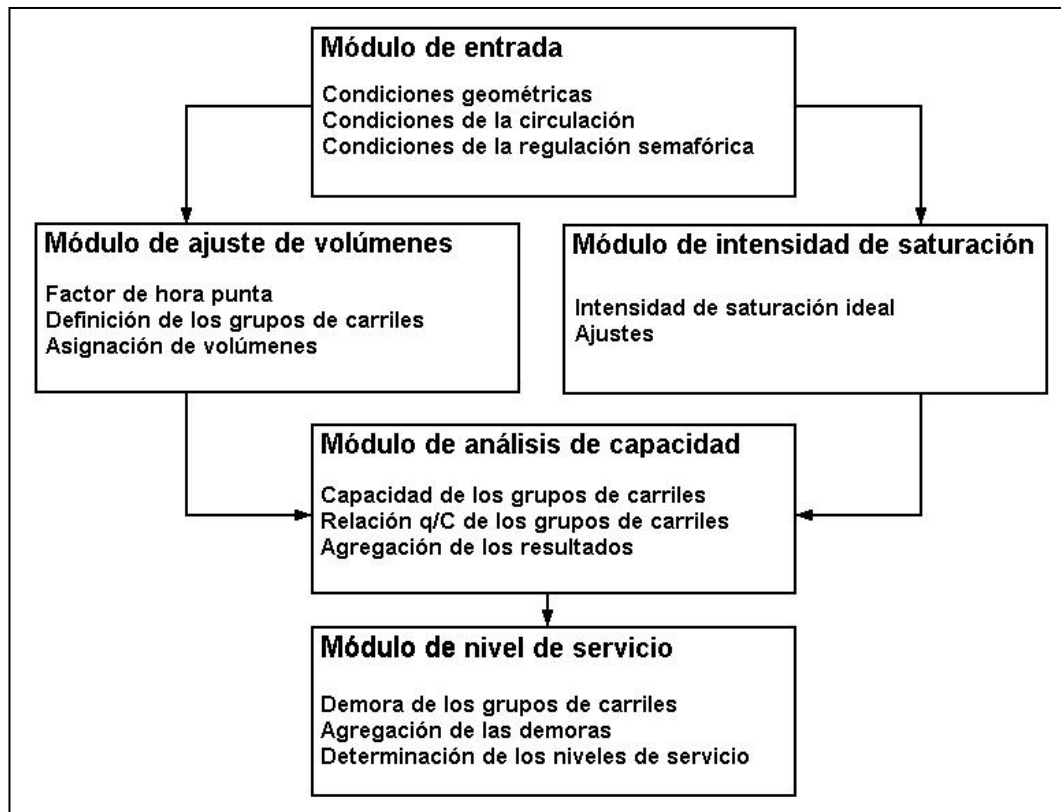
## 2.6. METODOLOGÍA DEL MANUAL DE CAPACIDAD.

La metodología de cálculo del Highway Capacity Manual (**HCM**) es distinta a la analizada hasta el momento. Presupone el conocimiento detallado de la geometría, el tráfico y las condiciones de semaforización en la intersección (obtenidas de forma directa en los casos ya existentes, o previstas cuando se trate de situaciones futuras). Puesto que el análisis de la circulación de intersecciones semaforizadas es complejo, lo divide en cinco módulos distintos:

- **Módulo de entrada:** en él se define toda la información necesaria para la realización de los posteriores cálculos (geometría de la intersección, condiciones del tráfico, semaforización).
- **Módulo de ajuste de volúmenes:** convierte los volúmenes de la demanda, habitualmente dados en vehículos por hora punta, en intensidades de un período de análisis de 15 minutos, teniendo también en cuenta los efectos de reparto por carril.
- **Módulo de intensidades de saturación:** permite el cálculo de la intensidad de saturación de cada grupo de carriles a analizar.
- **Módulo de análisis de la capacidad:** opera sobre volúmenes e intensidades de saturación para obtener la capacidad (ver apartado 3.1) y las relaciones  $q/C$ .

- **Módulo de nivel de servicio:** se estima la demora de cada grupo de carriles y con ella, los niveles de servicio (ver apartado 3.3).

**Figura 2.3. Procedimiento de análisis de la circulación.**



Como se ha mencionado, el **HCM** divide el estudio de las intersecciones semaforizadas en cinco módulos de análisis: entrada, ajuste de volúmenes, intensidad de saturación, capacidad y nivel de servicio.

Este apartado se centrará en el estudio del *módulo de intensidad de saturación*, en el cual se calculan las intensidades de saturación para cada grupo de carriles. Como se dijo en la introducción del capítulo, el **HCM** define la intensidad de saturación (**S**) como el flujo (en vehículos a la hora) al que puede dar servicio un grupo de carriles suponiendo que la fase de verde esté siempre disponible para ese acceso, es decir, que la *relación de verde* (**u**) sea igual a **1.0**. El cálculo comienza con la selección de una intensidad de saturación ideal, que usualmente se adopta de 1900 vehículos ligeros por hora de verde y carril (**S<sub>o</sub>=1900 vl/hv/c**). Este valor se ajustará a las condiciones reales del cruce a través de la expresión:

$$S = S_o \cdot n \cdot f_A \cdot f_{VP} \cdot f_e \cdot f_{bb} \cdot f_i \cdot f_a \cdot f_{MD} \cdot f_{MI}$$

Siendo **n** el número de carriles del grupo de carriles en estudio, el resto de factores se obtienen de la siguiente forma (los factores también se encuentran tabulados en el **HMC**):

- **f<sub>A</sub>** es el *factor de ajuste por anchura de carril*. Evalúa el efecto perjudicial que ejercen sobre el flujo de tráfico los carriles estrechos, al igual que lo incrementa en los anchos. Si la anchura del carril fuera superior a 4.80 m se dividiría en dos carriles estrechos. No se consideran carriles inferiores a 2.40 m. En el resto de casos:

$$f_A = 1 + \frac{A - 3.6}{9}$$

**f<sub>A</sub>** = Factor de ajuste por anchura del carril.

**A** = Ancho del carril (2.40 m < **A** < 4.80 m).

- **f<sub>VP</sub>** es el *factor de vehículos pesados*, que tiene en cuenta el espacio adicional que ocupan dichos vehículos (supone que un vehículo pesado se corresponde con dos ligeros):

$$f_{VP} = \frac{100}{100 + \%VP}$$

**f<sub>VP</sub>** = Factor de vehículos pesados.

**%VP** = Porcentaje de vehículos pesados (0 < **%VP** < 100).

- **f<sub>e</sub>** es el *factor de ajuste por estacionamiento*. Cuantifica el efecto de “fricción” que ejerce un carril de estacionamiento (si existe) sobre el grupo de carriles adyacentes y el bloqueo ocasional provocado por la entrada o salida de vehículos:

$$f_e = \frac{n - 0.1 - 0.005 \cdot N_m}{n}$$

**f<sub>e</sub>** = Factor de ajuste de estacionamiento.

**N<sub>m</sub>** = Número de maniobras de estacionamiento por hora (0 < **N<sub>m</sub>** < 180).

**n** = Número de carriles del grupo de carriles.

- **f<sub>bb</sub>** es el *factor de ajuste por bloqueo de autobuses*. El impacto de los autobuses sobre la circulación se refleja a través de este factor, que sólo debe utilizarse cuando las paradas de autobuses afecten al flujo del grupo de carriles en estudio:

$$f_{bb} = \frac{n - 0.004 \cdot N_B}{n}$$

$f_{bb}$  = Factor de ajuste por bloqueo de autobuses.

$N_B$  = Número de autobuses que paran a la hora ( $0 < N_B < 250$ ).

$n$  = Número de carriles del grupo de carriles.

- $f_i$  es el *factor de ajuste por inclinación de la rasante*, el cual aumenta o disminuye la intensidad de saturación según el carril esté en bajada ( $\%i < 0$ ) o en subida ( $\%i > 0$ ):

$$f_i = 1 - \frac{\%i}{200}$$

$f_i$  = Factor de ajuste por inclinación de la rasante.

$\%i$  = Pendiente de la rasante ( $-6 < \%i < +10$ ).

- $f_a$  es el *factor de ajuste de tipo de área* y cuantifica la menor eficiencia de las intersecciones en las zonas comerciales en comparación con las del resto de la ciudad:

$$\begin{array}{l} f_a = 0.9 \text{ en centro urbano} \\ f_a = 1.0 \text{ en el resto de zonas urbanas} \end{array}$$

$f_a$  = Factor de ajuste de tipo de área.

- $f_{MD}$ ,  $f_{MI}$  son los *factores de ajuste por giro* (a continuación se estudian con más detalle).

### 2.6.1. Factores de ajuste por giro.

Debido a su especial metodología de cálculo, los factores de ajuste por giro a la derecha ( $f_{MD}$ ) e izquierda ( $f_{MI}$ ) se analizan por separado. Dependen de muchos parámetros, aunque la característica más importante es la forma de acomodar los giros en la intersección. Así, una fase semafórica durante el giro puede ser *protegida* (sin conflictos con los movimientos peatonales), *permitida* (el giro coincide con el movimiento peatonal) o *mixta* (una parte es protegida y otra permitida). Los carriles en los que se desarrolla el giro pueden ser *exclusivos* (el grupo de carriles posee uno dedicado únicamente para los vehículos que realizan dicha maniobra) o *compartidos* (los vehículos de ese carril pueden girar o seguir de frente). Su combinación determina la fórmula a emplear.

El *factor de ajuste de giro a la derecha* depende de las siguientes variables: tipo de carril, tipo de fase semafórica, volumen de peatones que utilizan el giro (**PT**), proporción de vehículos (en tanto por uno) que giran a la derecha en el grupo de carriles (**P<sub>MD</sub>**), y la proporción de vehículos (en tanto por uno) que utilizan la fracción protegida en una fase mixta (**P<sub>MDA</sub>**). A partir de aquí pueden ocurrir tres situaciones:

- Si el grupo de carriles no incluye ningún giro a la derecha, **f<sub>MD</sub>=1**.
- Si existen accesos con un único carril para el giro a la derecha:

$$f_{MD} = 0.90 - P_{MD} \left( 0.135 + \frac{PT}{2100} \right)$$

**f<sub>MD</sub>** = Factor de giro a la derecha.

**P<sub>MD</sub>** = Porcentaje de vehículos que giran a la derecha.

**PT** = Volumen de peatones que utilizan el giro.

- En el resto de casos se usa la expresión general:

$$f_{MD} = 1 - P_{MD} \left( 0.15 + \frac{(1 - P_{MDA}) \cdot PT}{2100} \right)$$

**f<sub>MD</sub>** = Factor de giro a la derecha.

**P<sub>MD</sub>** = Porcentaje de vehículos que giran a la derecha.

**PT** = Volumen de peatones que utilizan el giro.

**P<sub>MDA</sub>** = Porcentaje de vehículos que utilizan la fracción protegida.

Se debe aclarar que, por su definición, un carril compartido verificará que **P<sub>MD</sub><1** (calculándose con los datos disponibles), mientras que un carril exclusivo cumplirá que **P<sub>MD</sub>=1** (puesto que girarán todos los vehículos). Análogamente, las fases se caracterizan porque las protegidas corroboran que **P<sub>MDA</sub>=1** (no existen conflictos con los peatones), las permitidas que **P<sub>MDA</sub>=0**, mientras que en las mixtas **P<sub>MDA</sub><1** (proporción de la fase que es protegida, que también se calcula con los datos disponibles).

Para finalizar, queda por estudiar el *factor de ajuste de giro a la izquierda*, que depende de las siguientes variables: tipo de carril, tipo de fase semafórica, volumen de peatones que utilizan el paso, proporción de vehículos (en tanto por uno) que giran a la izquierda en el grupo de carriles (**P<sub>MI</sub>**), y la intensidad de vehículos en sentido opuesto (**q<sub>o</sub>**). Este caso abarca una casuística más compleja, de manera que:

- Si el grupo de carriles no incluye ningún giro a la izquierda, **f<sub>MI</sub>=1**.

- Si no existe flujo de vehículos en sentido opuesto pero sí interferencia peatonal, se deben usar las expresiones del factor de ajuste por giros a la derecha.
- Si existe flujo de vehículos en sentido opuesto ( $q_o$ ), se debe analizar el tipo de fase semafórica y de carril para seleccionar la fórmula adecuada, por lo cual:

- En fase protegida y carril exclusivo,  $f_{MI}=0.95$ .
- En fase protegida y carril compartido,  $f_{MI}=1/(1+0.05 \cdot P_{MI})$ .
- En fase permitida se usan procedimientos especiales que se describirán más abajo (tanto en carril exclusivo como compartido).
- En fase mixta y carril exclusivo, se aplica el caso “a)” a la parte que sea protegida y el caso “c)” a la parte que sea permitida.
- En fase mixta y carril compartido, se utilizan las siguientes expresiones:

$$f_{MI} = \frac{1400 - q_o}{1400 - q_o + P_{MI} \cdot (235 + 0.425 \cdot q_o)} \quad \text{si } q_o < 1200 \text{ veh/h}$$

$$f_{MI} = \frac{1}{1 + 4.525 \cdot P_{MI}} \quad \text{si } q_o \geq 1200 \text{ veh/h}$$

En *fase permitida*, tanto para carriles exclusivos como compartidos, el **HMC** describe procedimientos especiales de cálculo del factor de ajuste por giros a la izquierda. En general, conocida la proporción de vehículos que giran a la izquierda (en carriles exclusivos valdrá la unidad) y el *equivalente en vehículos de paso* (ver **tabla 2.4**), se tiene que:

$$f_{MI} = \frac{1}{1 + P_I(E_{I1} - 1)}$$

$f_{MI}$  = Factor de ajuste por giros a la izquierda.  
 $P_I$  = Proporción de vehículos que giran a la izquierda.  
 $E_{I1}$  = Equivalentes de vehículos de paso.

A mayores, se ofrecen distintas alternativas de cálculo según las condiciones de la intersección. Esto no hace más que poner de relieve la complejidad en el análisis de este tipo de movimientos. A modo de ejemplo, se explica el caso de *accesos multicarril en sentido contrario y carriles de giro a la izquierda permitidos* (en el anexo de ejemplos se utilizará también el caso de accesos de un carril en sentido contrario y carriles de giro a la izquierda permitidos):



<b>Tabla 2.4. Equivalente en vehículos de paso E<sub>11</sub>.</b>									
NÚMERO TOTAL DE FASES SEMAFÓRICAS	TIPO DE CARRIL PARA EL GIRO A LA IZQUIERDA	NÚMERO DE CARRILES EN EL SENTIDO OPUESTO	FLUJO EN EL SENTIDO OPUESTO, q <sub>o</sub>						
			0	200	400	600	800	1000	>1200
2	Compartido	1	1.05	2.00	3.30	6.50	16.00	16.00	16.00
		2	1.05	1.90	2.60	3.60	6.00	16.00	16.00
		3 ó más	1.05	1.80	2.50	3.40	4.50	6.00	16.00
	Exclusivo	1	1.05	1.70	2.60	4.70	10.40	10.40	10.40
		2	1.05	1.60	2.20	2.90	4.10	6.20	10.40
		3 ó más	1.05	1.60	2.10	2.80	3.60	4.80	10.40
Más de 2	Compartido	1	1.05	2.20	4.50	11.00	11.00	11.00	11.00
		2	1.05	2.00	3.10	4.70	11.00	11.00	11.00
		3 ó más	1.05	2.00	2.90	4.20	6.00	11.00	11.00
	Exclusivo	1	1.05	1.80	3.30	8.20	8.20	8.20	8.20
		2	1.05	1.70	2.40	3.60	5.90	8.20	8.20
		3 ó más	1.05	1.70	2.40	3.30	4.60	6.80	8.20

**Figura 2.4. Grupos de carriles habituales.**

Número de carriles	Movimientos por carril	Posibilidades de los grupos de carriles
1	MI+MR+MD	Una única posibilidad
2	MI exc MR+MD	Una única posibilidad
2	MI+MR MR+MD	Solución 1 Solución 2
3	MI exc MR MR+MD	Solución 1 Solución 2

La imagen muestra alguna de las posibilidades de agrupación de carriles para un acceso que permite girar a ambos lados y seguir de frente. Obsérvese que debido a la dificultad que entraña el movimiento de giro a la izquierda se intenta dotarlo de un carril exclusivo, en la medida que las características de la intersección lo permitan (fases, número de carriles, etc.).

- Dado el número de carriles del grupo de carriles, se calcula el factor de ajuste de giros a la izquierda como:

$$f_{MI} = \frac{f_m + 0.91 \cdot (n - 1)}{n}$$

$f_{MI}$  = Factor de ajuste por giros a la izquierda.

$f_m$  = Factor de ajuste del carril desde el que se efectúa el giro.

$n$  = Número de carriles.

- $f_m$  es el factor de ajuste que se aplica sólo al carril desde el que se efectúa el giro:

$$f_m = \frac{g_f}{g} + \frac{g_u}{g} + \frac{1}{1 + P_l \cdot (E_{l1} - 1)}$$

$f_m$  = Factor de ajuste del carril desde el que se efectúa el giro.  
 $g_f$  = Tiempo de verde efectivo hasta la llegada del primer vehículo (seg).  
 $g_u$  = Tiempo de verde efectivo durante el cual es posible el giro (seg).  
 $g$  = Tiempo de verde efectivo calculado (seg).  
 $P_l$  = Proporción de vehículos que giran a la izquierda.  
 $E_{l1}$  = Equivalentes de vehículos de paso.

- Para calcular el tiempo de verde efectivo que transcurre hasta la llegada del primer vehículo (luego  $g_f$  es nulo en carriles permitidos-exclusivos) se utiliza la expresión:

$$g_f = G \cdot \exp(-0.882 \cdot MIC^{0.717}) - t_p$$

$$MIC = q_{MI} \cdot \frac{C}{3600}$$

$g_f$  = Tiempo de verde efectivo hasta la llegada del primer vehículo (seg).  
 $G$  = Tiempo de verde real (seg).  
 $MIC$  = Número de vehículos que giran por ciclo.  
 $q_{MI}$  = Intensidad de los vehículos que giran a la izquierda.  
 $C$  = Duración del ciclo (seg).  
 $t_p$  = Tiempo perdido (seg).

- Se denomina  $g_q$  a la parte de verde efectivo bloqueada para el giro. Para estimarla se aplica la siguiente fórmula:

$$g_q = \frac{q_{occ} \cdot \phi_{ro}}{0.5 - q_{occ} \cdot \frac{1 - \phi_{ro}}{g_o}} - t_p$$

$$q_{occ} = \frac{q_o}{N_o} \cdot \frac{C}{3600}$$

$$\phi_{ro} = 1 - R_{co} \cdot \frac{g_o}{C}$$

$g_q$  = Parte del tiempo de verde efectivo bloqueada para el giro (seg).  
 $g_o$  = Tiempo de verde efectivo del flujo en sentido contrario (seg).  
 $N_o$  = Número de carriles en sentido contrario.  
 $q_o$  = Intensidad del flujo en sentido contrario (veh/h).  
 $R_{co}$  = Relación de columnas del sentido opuesto (ver **tabla 2.5**).

- El tiempo de verde efectivo durante el cual es posible el giro depende del tiempo de verde efectivo hasta la llegada del primer vehículo y de la proporción de tiempo de verde efectivo bloqueada para el giro:

$$\begin{aligned} g_u &= g - g_q \quad \text{si } g_q \geq g_f \\ g_u &= g - g_f \quad \text{si } g_q \leq g_f \end{aligned}$$

$g_u$  = Tiempo de verde efectivo durante el cual es posible el giro (seg).

$g$  = Tiempo de verde efectivo calculado (seg).

$g_q$  = Parte del tiempo de verde efectivo bloqueada para el giro (seg).

$g_f$  = Tiempo de verde efectivo hasta la llegada del primer vehículo (seg).

- Por fin, para obtener la proporción de giros a la izquierda en el carril compartido se emplean las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned} P_l &= P_{MI} \cdot \left( 1 + \frac{g \cdot (n-1)}{f_s \cdot g_u + 4.5} \right) \\ f_s &= \frac{875 - 0.625 \cdot q_o}{1000} \end{aligned}$$

$P_l$  = Proporción de vehículos que giran a la izquierda.

$P_{MI}$  = Porcentaje de vehículos que giran a la izquierda.

$g$  = Tiempo de verde efectivo calculado (seg).

$g_u$  = Tiempo de verde efectivo durante el cual es posible el giro (seg).

$n$  = número de carriles del grupo de carriles.

$q_o$  = Intensidad del flujo en sentido contrario (veh/h).

<b>Tabla 2.5. Relación entre el tipo de llegada y la relación de columna.</b>			
TIPO DE LLEGADA <sup>1</sup>	CALIDAD DE PROGRESIÓN	RELACIÓN DE COLUMNA	VALORES SUSTITUTIVOS
1	Muy mala	$R_c \leq 0.50$	$R_c = 0.33$
2	Desfavorable	$0.50 < R_c \leq 0.85$	$R_c = 0.67$
3	Llegadas aleatorias	$0.85 < R_c \leq 1.15$	$R_c = 1.00$
4	Favorable	$1.15 < R_c \leq 1.50$	$R_c = 1.33$
5	Altamente favorable	$1.50 < R_c \leq 2.00$	$R_c = 1.67$
6	Excepcional	$R_c > 2.00$	—

(1) En el apartado 3.3 se define cada uno de estos tipos de llegada.



## Capítulo 3: Ciclo y reparto. Nivel de servicio.

### ÍNDICE

- 3.1. Identificación de los movimientos críticos.
  - 3.1.1. Método del Manual de Capacidad americano (HCM).
  - 3.1.2. Método australiano (ARR).
- 3.2. Cálculo del ciclo y del reparto.
  - 3.2.1. Introducción. Ciclo óptimo y ciclo práctico.
  - 3.2.2. Reparto de los tiempos de verde de los movimientos (g).
  - 3.2.3. Tiempos de verde de la intersección.
- 3.3. Niveles de servicio.
- 3.4. Diferencias entre la metodología australiana y americana.

### 3.1. IDENTIFICACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS CRÍTICOS.

Para la identificación de los movimientos críticos se puede emplear la metodología australiana (**ARR**) o la americana (**HCM**), pero la forma en que realiza este cometido es diferente en una u otra: mientras que para reconocer el camino crítico el método australiano utiliza los tiempos requeridos por los movimientos (**t**), el método americano emplea su relación de intensidad de llegada (**y**).

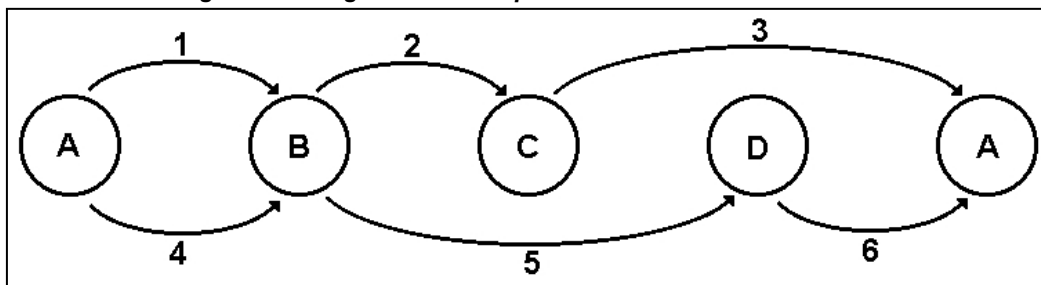
Antes de usar cualquiera de estos dos procedimientos de identificación se deben especificar, para cada movimiento, su plan de fases (se estudiarán en el *Capítulo 8*) y los siguientes datos:

- *Período intermedio, I* (seg).
- *Tiempo de verde mínimo, G<sub>m</sub>* (seg).
- *Intensidad de llegada, q* (veh/hora).
- *Intensidad de saturación, S* (veh/hora).
- *Tiempo perdido por fase, t<sub>p</sub>* (seg).
- *Tiempo de verde efectivo mínimo, g<sub>m</sub>=G<sub>m</sub>+I-t<sub>p</sub>* (seg).
- *Grado de saturación práctico* (máximo aceptable), x<sub>p</sub>.

Sea cual fuere el método utilizado, para realizar este cometido siempre hay que distinguir entre los *movimientos solapados y no solapados*. Una herramienta de análisis muy útil para este fin es el *diagrama de búsqueda de movimientos críticos* (**figura 3.1**).

En este diagrama, las letras escritas dentro de los nodos representan las fases del semáforo y los arcos que unen los diferentes nodos representan los distintos movimientos que se producen, tanto vehiculares (arcos de línea continua) como peatonales (trazo discontinuo). Por ejemplo, el movimiento **1** se inicia en la fase **A** y termina en la fase **B**. Por lo tanto, este diagrama muestra todas las fases y movimientos producidos durante el ciclo semafórico. Nótese que para completar el ciclo hay que representar de nuevo en el último nodo la fase **A**.

**Figura 3.1. Diagrama de búsqueda de movimientos críticos.**



Los **movimientos no solapados** son aquéllos que transcurren sin extenderse en varias fases del ciclo del semáforo. En el diagrama de la **figura 3.1** los movimientos no solapados son el **1** y el **4**, ya que estos dos movimientos empiezan en la fase **A** y terminan en la fase **B**. Otros movimientos no solapados son el **2** y **6**.

Los **movimientos solapados** son los que se extienden durante dos o más fases de un ciclo. En esta ocasión no todos los movimientos terminan y finalizan al principio y al final de la misma fase, sino que algunos se prolongan durante dos o más fases. En el ejemplo anterior puede observarse cómo el movimiento **5** comienza en la fase **B** y termina en la **D**; esto quiere decir que tiene lugar durante las fases **B** y **C**. Asimismo, el movimiento **3** se inicia en la fase **C** y termina en la fase **A**, transcurriendo durante las fases **C** y **D**.

Como se ha dicho, para encontrar el grado de saturación de la intersección se necesitan conocer cuáles son los movimientos críticos a lo largo del ciclo del semáforo. Estos movimientos críticos conforman el camino crítico. A continuación se van a explicar los dos procedimientos que se pueden utilizar para la obtención del camino crítico, correspondientes a la metodología del **HCM** norteamericano o a la de la **ARR** (metodología australiana), y que ya se esbozaron en el *apartado 1.3.5*.

### 3.1.1. Método del Manual de Capacidad americano (HCM).

Los movimientos críticos son aquéllos que poseen un mayor grado de saturación ( $x=q/Q$ ), pero este parámetro es función de variables cuyo cálculo depende, justamente, del establecimiento de los movimientos críticos. Para solucionar este problema el Manual de Capacidad Americano (HCM) propone comparar la relación de intensidad de llegada ( $y=q/S$ ) de los distintos movimientos: como  $x=q/Q=y/u$ , si bien la relación de verde efectivo  $u=g/C$  no puede obtenerse hasta que se conozcan dichos movimientos críticos, la relación de intensidad de llegada sí se conoce a priori. De esta manera, formarán el camino crítico aquellos movimientos que tengan las mayores relaciones de intensidad de llegada. Supóngase que en el ejemplo de la **figura 3.1** los valores de este parámetro son los dados en la **tabla 3.1**.

<b>Tabla 3.1. Relaciones de intensidad de llegada de los movimientos de la figura 3.1.</b>	
MOVIMIENTO	RELACIÓN DE INTENSIDAD DE LLEGADA (y)
1	0.30
2	0.25
3	0.25
4	0.25
5	0.25
6	0.15

Observando la figura se aprecia que entre las fases **A** y **B** se producen solamente dos movimientos. Uno de los dos tiene que ser el crítico: aquél que posea la mayor relación de intensidad de llegada, en este caso, el movimiento **1** ( $y_1=0.30$ ). Cuando se tienen movimientos solapados no se puede realizar una operación tan inmediata como la anterior. Lo que se hace es construir todos los posibles caminos alternativos entre las fases inicial y final, sumando para cada uno de ellos las relaciones de intensidad de los movimientos que lo componen. Aquel camino que sume el mayor valor estará formado por los movimientos críticos. Así, en el ejemplo de la **figura 3.1**, entre las fases **B**, **C**, **D** y **A** se producen dos movimientos solapados, conformando dos posibles caminos entre las fases **B** y **A** (correspondientes, por un lado, a los movimientos **2** y **3**, y por otro, al **5** y el **6**). Así, para los movimientos **2** y **3** la suma de sus relaciones de intensidad vale  $0.25+0.25=0.50$ , y para **5** y **6** es igual a  $0.30+0.15=0.45<0.50$ , luego los movimientos **2** y **3** son críticos, y el camino crítico estará formado por los movimientos **1**, **2** y **3**.

### 3.1.2. Método australiano (ARR).

Parece lógico pensar que, si con el propósito de alcanzar los requerimientos de capacidad, se le asigna a cada movimiento crítico suficiente tiempo, entonces todos los movimientos de la intersección (incluyendo los críticos y no críticos) tendrán una capacidad adecuada. En este sentido, conviene recordar que los movimientos críticos también se definen como aquéllos que tienen un mayor  $g+t_p$ : este tiempo asignado a cada movimiento se denomina *tiempo requerido* (y a su vez, también es igual a la suma del tiempo de verde más el período intermedio), según la expresión:

$$t = g + t_p = G + I$$

$t$  = Tiempo requerido (seg).  
 $g$  = Tiempo de verde efectivo (seg).  
 $t_p$  = Tiempo perdido (seg).  
 $I$  = Período intermedio (seg).  
 $G$  = Período de verde (seg).

En el caso de que  $C$  sea igual a **100 segundos** (valor inicial de cálculo aconsejado por la **ARR**), y recordando que se define la relación de verde efectivo como  $u=g/C$ , se pueden calcular los tiempos requeridos mediante la siguiente expresión:

$$t = 100 \cdot u + t_p$$

$t$  = Tiempo requerido (seg).  
 $u$  = Relación de verde efectivo.  
 $t_p$  = Tiempo perdido (seg).

La relación de tiempo verde efectivo se puede estimar fijando un *grado de saturación práctico* (cuyo valor recomendado por la **ARR** es  $x_p=0.9$ ) mediante la ecuación:

$$u = \frac{y}{x_p}$$

$u$  = Relación de verde efectivo.  
 $y$  = Relación de intensidad de llegada.  
 $x_p$  = Grado de saturación práctico ( $x_p=0.9$ ).

En cualquier caso, los tiempos requeridos calculados mediante las dos expresiones anteriores deben satisfacer la siguiente inecuación:



$$t \geq g_m + t_p$$

$t$  = Tiempo requerido (seg).  
 $g_m$  = Tiempo de verde efectivo mínimo (seg).  
 $t_p$  = Tiempo perdido (seg).

En dicha expresión,  $g_m$  es el *tiempo de verde efectivo mínimo* (tiempo que un movimiento peatonal o vehicular debe satisfacer por condicionantes geométricos, de seguridad, etc.). Los valores del tiempo de verde mínimo ( $G_m$ ) y del período intermedio ( $I$ ) se obtienen considerando los requerimientos funcionales de los vehículos o, en su caso, de los peatones. Es decir, teniendo en cuenta los tiempos mínimos que los vehículos necesitan para poder atravesar la intersección y que los peatones precisan para cruzar la calle. Con ellos, el *tiempo de verde efectivo mínimo* se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$g_m = G_m + I - t_p$$

$g_m$  = Tiempo de verde efectivo mínimo (seg).  
 $G_m$  = Tiempo de verde mínimo (seg).  
 $t_p$  = Tiempo perdido (seg).  
 $I$  = Tiempo intermedio (seg).

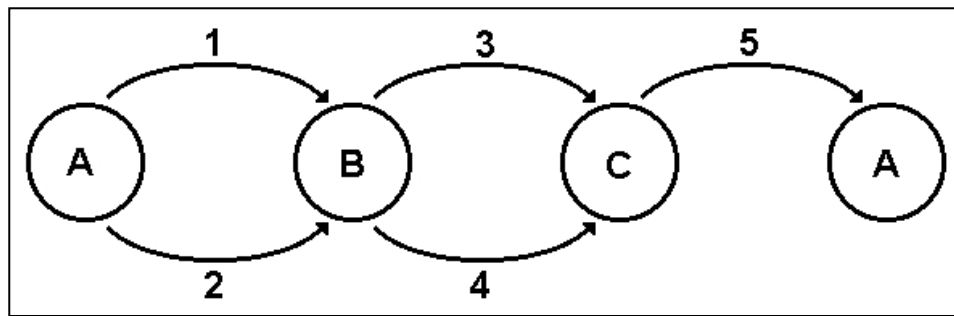
Por todo ello, se puede afirmar que el tiempo requerido será:

$$t = \max \{100 \cdot u + t_p, g_m + t_p\}$$

$t$  = Tiempo requerido (seg).  
 $u$  = Relación de verde efectivo.  
 $g_m$  = Tiempo de verde efectivo mínimo (seg).  
 $t_p$  = Tiempo perdido (seg).

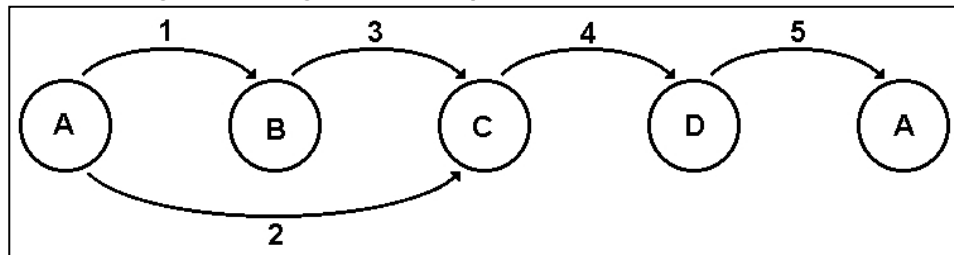
Es importante resaltar que cuando el valor del tiempo requerido de un movimiento crítico viene determinado por  $t = g_m + t_p$ , para el cálculo de la relación de tiempo de verde ( $U$ ) y de la relación de intensidad ( $Y$ ) de la intersección no se incluirá ni la relación de intensidad ( $y$ ) ni la relación de verde ( $u$ ) de dicho movimiento crítico. Pero en el cálculo del tiempo perdido en la intersección ( $L$ ) se adopta un tiempo perdido del movimiento crítico de valor  $g_m + t_p$  (pero sólo para calcular  $L$ ; en el resto de operaciones se usará el tiempo perdido original).

Figura 3.2. Diagrama de búsqueda de movimientos críticos.



Para realizar la identificación de los movimientos críticos cuando no existen movimientos solapados se comparan, en cada fase, los valores de los tiempos requeridos y se identifica como movimiento crítico a aquél que tenga el mayor tiempo requerido. En el caso de la **figura 3.2** se compararían directamente el tiempo requerido de los movimientos **1** vs **2** y **3** vs **4** para saber cuáles son los críticos.

Figura 3.3. Diagrama de búsqueda de movimientos críticos.



Cuando hay movimientos solapados es más difícil identificar los movimientos críticos. Se compara el tiempo requerido de los movimientos solapados que transcurren entre varias fases pero cuya fase inicial y final coinciden: el crítico es aquél que posee un mayor tiempo requerido total **T** (que se calcula como la suma de los tiempos requeridos de los movimientos que se solapan). Además, la ecuación  $t = g + t_p = I + G$  muestra que el tiempo requerido por el movimiento solapado incluye los tiempos de verde y los períodos intermedios de todas las fases durante las cuales el movimiento tiene derecho de paso. Así, en la **figura 3.1** se comparan los valores de  $T_{23} = t_2 + t_3$  y  $T_{56} = t_5 + t_6$ , de manera que si  $T_{23} > T_{56}$  los movimientos críticos son el **2** y el **3**, pero si  $T_{23} < T_{56}$  resultan el **5** y el **6**. En la **figura 3.3** los movimientos a comparar son  $T_{13} = t_1 + t_3$  frente a  $t_2$ . Si  $T_{13} > t_2$  entonces los movimientos críticos son el **1** y el **3**, pero si  $T_{13} < t_2$  el movimiento crítico es el **2**.

Este procedimiento se puede resumir en los siguientes pasos:

- Elaboración del diagrama de búsqueda de los movimientos críticos.
- Determinación de los tiempos requeridos de todos los movimientos.
- Reducción del diagrama de búsqueda de movimientos críticos: si existen movimientos (o combinaciones de movimientos) que comienzan y terminan en las mismas fases se pueden eliminar aquellos de menor tiempo requerido.
- Búsqueda del camino crítico: se comparan los tiempos requeridos (**t**) y requeridos totales (**T**) haciendo la sumatoria para cada combinación de movimientos que abarquen un ciclo completo. Los críticos son aquellos cuya sumatoria alcance el mayor valor.

Obsérvese que todos los cálculos están basados en un ciclo de **100 segundos** de duración. Una vez se establezca el ciclo real, deberá comprobarse si los movimientos críticos siguen siendo críticos, repitiendo el procedimiento con el ciclo obtenido.

### **3.2. CÁLCULO DEL CICLO Y DEL REPARTO.**

#### **3.2.1. Introducción. Ciclo óptimo y ciclo práctico.**

Tanto la **ARR** como el **HCM** disponen de metodologías propias para el cálculo del ciclo y del reparto en una intersección. Sin embargo, las disposiciones del **HCM** están orientadas al cálculo de planes de dos fases, mientras que la metodología australiana es más apropiada para analizar cualquier tipo de plan de regulación semafórica, sea cual sea su número de fases, por lo que este capítulo se centrará en la metodología del **ARR** (aunque también se mostrará la metodología del **HCM**).

En el análisis de una intersección aislada se habla de ciclo óptimo y ciclo práctico:

- **Ciclo óptimo ( $C_o$ )**: Es aquél que minimiza una determinada función del tiempo perdido para todos los movimientos críticos en una intersección aislada.
- **Ciclo práctico ( $C_p$ )**: Es aquél que garantiza que los grados de saturación (**x**) de todos los movimientos de la intersección están por debajo de un máximo, que será el grado de saturación práctico (**x<sub>p</sub>**).

##### ***a) Estimación del ciclo óptimo.***

En el **ARR**, para calcular el ciclo óptimo aproximado se utiliza la *fórmula de Akcelik*:

$$C_o = \frac{6 + (1.4 + k) \cdot L}{1 - Y}$$

$C_o$  = Ciclo óptimo (seg).  
 $k$  = Parámetro de penalización de parada ( $k=0.2$ ).  
 $L$  = Tiempo perdido en la intersección (seg).  
 $Y$  = Relación de intensidad en la intersección.

El parámetro de penalización de parada ( $k$ ) suele tener en condiciones normales un valor igual a **0.2**. Este valor puede variar para que, a la hora de calcular el ciclo óptimo, sea posible minimizar el consumo de combustible, emisiones, polución, etc. Otra estimación válida de la duración del ciclo se efectúa con la expresión del ciclo óptimo deducida por *Webster* (ninguna de estas fórmulas son válidas para coordinar los semáforos de varias intersecciones):

$$C_o = \frac{5 + 1.5 \cdot L}{1 - Y}$$

$C_o$  = Ciclo óptimo (seg).  
 $L$  = Tiempo perdido en la intersección (seg).  
 $Y$  = Relación de intensidad en la intersección.

#### ***b) Estimación del ciclo práctico.***

El método australiano define el ciclo práctico como:

$$C_p = \frac{L}{1 - U}$$

$C_p$  = Ciclo práctico (seg).  
 $L$  = Tiempo perdido en la intersección (seg).  
 $U$  = Relación de tiempo de verde de la intersección.

#### ***c) El ciclo de cálculo.***

Una vez deducidos los valores del ciclo óptimo y el ciclo práctico, el ciclo de cálculo se *elige* dentro del intervalo  $C_p < C < C_o$ . Con este valor se comprueba si los movimientos críticos siguen siendo críticos y si  $x < x_p$  para todos los movimientos. Si se cumplen estas condiciones, se adopta dicho valor como duración del ciclo y se utiliza para efectuar el reparto del tiempo de verde entre los diferentes movimientos.

**d) Cálculo del ciclo según la metodología del HCM.**

Operando con la expresión del grado de saturación de la intersección vista en el apartado 1.3.6:

$$X = \frac{C}{C-L} \cdot \sum_{\text{mov.crit.}} (y) \rightarrow C = L \cdot \frac{X}{X - \sum_{\text{mov.crit.}} (y)}$$

**C** = Duración del ciclo (seg).

**X** = Grado de saturación de la intersección.

**y** = Relación de intensidad de llegada.

**L** = Tiempo perdido en la intersección (seg).

Para poder obtener el ciclo se supone que **X=X<sub>p</sub>=0.9**, aunque podría calcularse un ciclo mínimo absoluto asumiendo que **X=1.0**. El **HCM** recomienda que la duración del ciclo obtenida de la expresión anterior se redondee al múltiplo de **5** más cercano para valores comprendidos entre **30** y **90 seg**, y al múltiplo de **10** más próximo para valores superiores.

**3.2.2. Reparto de los tiempos de verde de los movimientos (g).**

El reparto del tiempo de duración del ciclo, con el fin de determinar el tiempo de verde efectivo de los diferentes movimientos (**g**), dependerá del tipo de movimiento que se produzca en la intersección. En este sentido, hay que distinguir si los movimientos son o no críticos:

**a) Movimientos críticos.**

El tiempo de verde de los movimientos críticos (sean solapados o no) vendrá dado en función de la siguiente fórmula:

$$g = \left( \frac{C-L}{U} \right) \cdot u$$

**g** = Tiempo de verde del movimiento crítico (seg).

**C** = Duración del ciclo (seg).

**L** = Tiempo perdido en la intersección (seg).

**U** = Relación de tiempo de verde de la intersección.

**u** = Relación de verde efectivo del movimiento crítico.

Esto quiere decir que la suma de los tiempos de verde de todos los movimientos críticos más sus respectivos tiempos muertos es igual a la duración del ciclo. La fórmula anterior no se aplica a un movimiento cuyo tiempo requerido esté determinado por el tiempo de verde efectivo mínimo  $g_m$ , de manera que  $g=g_m$ . Por ello, en general se puede afirmar que:

$$g = \max \left\{ g_m, \left( \frac{C-L}{U} \right) \cdot u \right\}$$

$g$  = Tiempo de verde del movimiento crítico (seg).

$g_m$  = Tiempo de verde efectivo mínimo del movimiento crítico (seg).

$C$  = Duración del ciclo (seg).

$L$  = Tiempo perdido en la intersección (seg).

$U$  = Relación de tiempo de verde de la intersección.

$u$  = Relación de verde efectivo del movimiento crítico.

#### b) Movimientos no críticos.

Si el movimiento crítico es un movimiento solapado y los no críticos son no solapados, para la obtención de los tiempos de verde de los movimientos no críticos debe calcularse un **subciclo** ( $C^*$ ) cuya duración vendrá dada mediante la siguiente fórmula:

$$C^* = g_c + t_{pc}$$

$C^*$  = Subciclo (seg).

$g_c$  = Tiempo de verde del movimiento crítico (seg).

$t_{pc}$  = Tiempo perdido durante el movimiento crítico (seg).

Por ejemplo, si el movimiento **2** de la **figura 3.3** es crítico, para calcular el tiempo de verde de los movimientos no críticos **1** y **3** se tendría que  $C^*=g_2+t_{p2}$ .

En cambio, cuando se presentan movimientos críticos y no críticos con solapes múltiples la duración del tiempo del subciclo vendrá dado por:

$$C^* = \sum g_c + \sum t_{pc}$$

$C^*$  = Subciclo (seg).

$g_c$  = Tiempos de verde de los movimientos críticos (seg).

$t_{pc}$  = Tiempos perdidos durante los movimientos críticos (seg).

Así, en la **figura 3.1** ocurren diversos movimientos solapados entre las fases **B**, **D**, **C** y **A**. Si **2** y **3** son los movimientos críticos:  $C^* = g_2 + g_3 + t_{p2} + t_{p3}$ .

En cualquiera caso, el tiempo de verde de los movimientos no críticos se calcula a través de la siguiente expresión:

$$g = \max \left\{ g_m, \left( \frac{C^* - L^*}{U^*} \right) \cdot u \right\}$$

$g$  = Tiempo de verde de los movimientos no críticos (seg).

$g_m$  = Tiempo de verde efectivo mínimo (seg).

$L^*$  = Tiempo perdido de los movimientos no críticos (seg).

$U^*$  = Relación de tiempo de verde de los movimientos no críticos.

$C^*$  = Subciclo (seg);  $C^* - L^*$  = Tiempo total disponible de verde (seg).

$u$  = Relación de verde efectivo del movimiento no crítico.

Habitualmente, los valores de  $L^*$  y  $U^*$  son la suma de los tiempos perdidos y relaciones de tiempo de verde de los movimientos no críticos (en la **figura 3.1** se tendría que  $L^* = t_{p5} + t_{p6}$  y  $U^* = u_5 + u_6$ ; para la **figura 3.3**:  $L^* = t_{p1} + t_{p3}$  y  $U^* = u_1 + u_3$ ). Pero si el valor del tiempo requerido de algún movimiento no crítico viene determinado por su  $g_m$ ,  $L^*$  debe incluir este valor (o bien considerar que el tiempo perdido de ese movimiento vale  $g_m + t_p$ ),  $U^*$  debe excluir la relación de tiempo de verde de ese movimiento, y su tiempo de verde será justamente  $g_m$ .

En el ejemplo de la **figura 3.3**, si el tiempo requerido del movimiento **3** viene determinado por su  $g_m$  ( $t_3 = g_{m3}$ ), entonces se verifica que  $L^* = t_{p1} + t_{p3} + g_{m3}$ ,  $U^* = u_1$ ,  $g_3 = g_{m3}$ . Para la **figura 3.1**, si el tiempo requerido del movimiento **5** viene determinado por su  $g_m$  ( $t_5 = g_{m5}$ ), se tiene que  $L^* = t_{p5} + t_{p6} + g_{m5}$ ,  $U^* = u_6$ ,  $g_5 = g_{m5}$ .

### c) Continuidad.

De cualquier manera, todos los valores de los tiempos de verde obtenidos (sean críticos o no críticos) deben satisfacer la **continuidad de las fases del ciclo**, es decir, dada una fase inicial y una fase final, en cualquier combinación de movimientos entre ellas debe coincidir la sumatoria de sus tiempos de verde más los tiempos perdidos. Así, en la **figura 3.1** se debe cumplir que  $g_1 + t_{p1} = g_4 + t_{p4}$  y  $(g_2 + t_{p2}) + (g_3 + t_{p3}) = (g_5 + t_{p5}) + (g_6 + t_{p6})$ . Para la **figura 3.2** se tiene que  $g_1 + t_{p1} = g_2 + t_{p2}$  y  $g_3 + t_{p3} = g_4 + t_{p4}$ . Por último, en la **figura 3.3**,  $(g_1 + t_{p1}) + (g_3 + t_{p3}) = g_2 + t_{p2}$ .

Recapitulando, el procedimiento a seguir sería el siguiente:

- Calcular el tiempo de verde de los movimientos críticos.
- Obtener el tiempo de verde de aquellos movimientos no críticos que, o bien solapen con uno crítico, o bien presenten solapes múltiples.
- Aplicar “continuidad” en el resto de movimientos. En caso de incompatibilidad con los valores obtenidos por las fórmulas empíricas, se adoptarán los valores que verifiquen la “ecuación de continuidad” (este tema se verá con más detalle en el *Anexo C. Ejemplos*).

**d) Reparto según la metodología del HCM.**

Si para la obtención del ciclo el **HCM** operaba sobre la fórmula del grado de saturación de la intersección, para despejar el tiempo de verde de los movimientos utiliza, análogamente, la expresión de cálculo de sus grados de saturación. Así, manipulando la ecuación vista en el *apartado 1.3.4*:

$$x = \frac{q}{Q} = \frac{q}{S \cdot g / C} = \frac{q \cdot C}{S \cdot g} \rightarrow g = \frac{q \cdot C}{S \cdot x} = y \cdot \frac{C}{x}$$

**g** = Tiempo de verde efectivo (seg).  
**x** = Grado de saturación del movimiento.  
**C** = Duración del ciclo (seg).  
**y** = Relación de intensidad de llegada.

Sin embargo, el problema está indeterminado, puesto que se desconoce el valor del grado de saturación de los movimientos. Este escollo se resuelve adoptando distintas hipótesis; una de ellas reparte el tiempo de verde de forma que el grado de saturación sea el mismo para los movimientos críticos e igual al grado de saturación de la intersección, de manera que:

$$g = y \cdot \frac{C}{X}$$

**g** = Tiempo de verde efectivo (seg).  
**X** = Grado de saturación de la Intersección.  
**C** = Duración del ciclo (seg).  
**y** = Relación de intensidad de llegada.

El grado de saturación de la intersección puede calcularse a través de la ya mencionada expresión:



$$X = \frac{C}{C - L} \cdot \sum_{\text{mov.crit.}} \left( \frac{q}{S} \right)$$

**X** = Grado de saturación de la intersección.

**q** = Intensidad de llegada (veh/seg).

**S** = Intensidad de saturación (veh/seg).

**C** = Duración del ciclo (seg).

**L** = Tiempo perdido en la intersección (seg).

Repárese en que ésta es la fórmula utilizada para calcular el ciclo una vez fijado un determinado grado de saturación. Sin embargo, al redondear el valor de la duración del ciclo y volver a calcular el grado de saturación se obtiene un valor diferente al supuesto y que es el empleado en el cálculo de los tiempos de verde. Estos cálculos se realizan para los movimientos críticos; los no críticos se calculan por “continuidad” y repartiendo el tiempo de verde proporcionalmente a su relación de intensidad de llegada.

Otra hipótesis manejada por el **HCM** consiste en asignar al acceso de menor nivel (aquel de menor relación de intensidad de llegada **y**) un tiempo de verde igual al mínimo que necesite (ante lo cual se asume que **x=1.00** para ese movimiento), y el resto de verde al acceso de mayor importancia sin más que aplicar “continuidad” (puesto que el **HCM** recomienda usar planes de dos fases, es poco habitual encontrarse con movimientos solapados, por lo cual es inmediato calcular los demás movimientos).

### 3.2.3. Tiempo de verde de los movimientos.

Finalmente, conocidos todos los tiempos efectivos para todos los movimientos de la intersección semafórica, el tiempo de verde de los movimientos se calcula aplicando la siguiente fórmula:

$$G = (g + t_p) - I$$

**G** = Tiempo de verde (seg).

**g** = Tiempo de verde efectivo (seg).

**I** = Período intermedio (seg).

**t<sub>p</sub>** = Tiempo perdido (seg).

Además resulta interesante conocer los *tiempos de cambio de fase* (**F**), es decir, tomando como origen de tiempos el inicio de la fase **A**, obtener el instante en el que comienzan el resto de fases (pues es el parámetro que realmente se introduce en el regulador del semáforo). Para ello se emplea la ecuación:

$$F_i = F_{i-1} + G_{i-1} + I_{i-1}$$

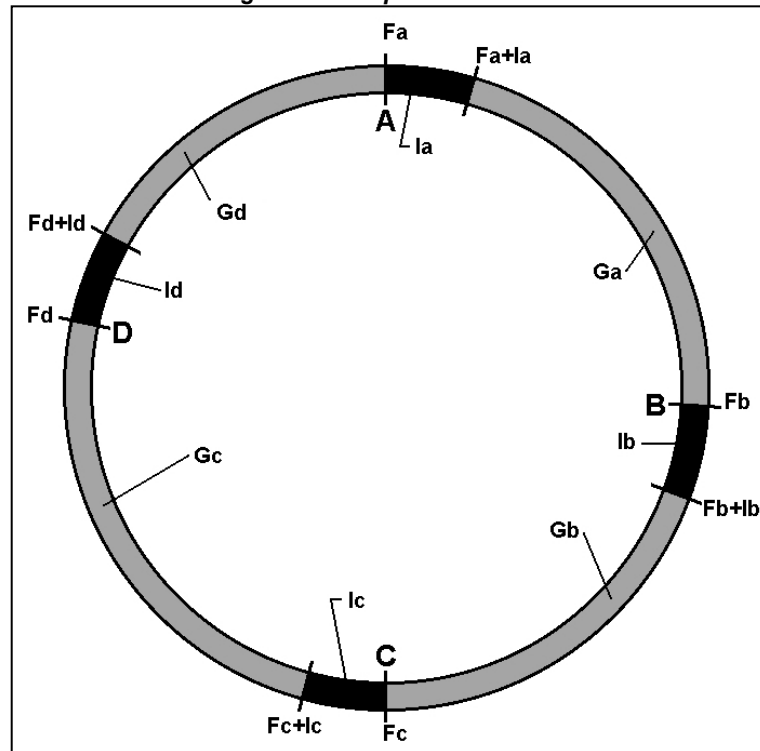
$F_i$  = Tiempo de inicio de la fase  $i$  (seg);  $F_0 = F_A = 0$  (seg).

$F_{i-1}$  = Tiempo de inicio de la fase  $i-1$ .

$G_{i-1}$  = Tiempo de verde de la fase  $i-1$ .

$I_{i-1}$  = Período intermedio de la fase  $i-1$ .

**Figura 3.4. Esquema de fases.**



En este gráfico se representa en color negro los períodos intermedios de cada fase (compuestos por el período de ámbar más el período todo rojo) y en color gris el tiempo de verde de dichas fases. En este caso, se trata de esquema de cuatro fases.

### 3.3. NIVEL DE SERVICIO.

La calidad de circulación de los accesos de una intersección se puede estimar, aplicando la metodología del **HCM**, por medio del *nivel de servicio*. Esta medida se relaciona con la demora media que sufren los movimientos de los vehículos en la intersección. Según el **HCM**, la *demora* es una medida de la molestia, frustración, consumo de combustible y del tiempo de viaje perdido por el conductor. Los criterios del nivel de servicio se establecen en términos de la demora media de parada por vehículo para un período de análisis de 15 minutos:

<b>Tabla 3.2. Niveles de servicio.</b>	
NIVEL DE SERVICIO	DEMORA MEDIA EN PARADA POR VEHÍCULO (seg)
A	$\leq 5$ seg
B	de 5 a 15 seg
C	de 15 a 25 seg
D	de 25 a 40 seg
E	de 40 a 60 seg
F	$\geq 60$ seg

A continuación se expondrá una somera definición de los niveles de servicio (**NS**). Debe resaltarse que las descripciones están ajustadas a la circulación en EE.UU. y que, por tanto, puede haber alguna discrepancia al extrapolar la **tabla 3.2**. De esta manera se tiene:

- El **NS A** caracteriza operaciones con muy poca demora (inferior a 5 seg). Suele ocurrir cuando el avance es extremadamente favorable y la mayoría de los vehículos llegan a la intersección durante la fase de verde, por lo cual no se detienen en el semáforo.
- El **NS B** describe operaciones que bien poseen una buena progresión, bien ciclos cortos, o ambas situaciones a la vez. Se detienen más vehículos que con el **NS A**.
- El **NS C** posee demoras más prolongadas, debidas a una progresión de mediana calidad, ciclos más prolongados, o ambas circunstancias. En este nivel es posible que la capacidad en algún ciclo individualizado sea insuficiente. El número de vehículos que se detienen ya es significativo, aunque muchos atraviesan la intersección sin detenerse.
- En el **NS D** se hace más notable la influencia de la congestión. Las demoras son más prolongadas debido a una progresión desfavorable, duraciones del ciclo prolongadas o altas relaciones **q/C**. Muchos vehículos se detienen, disminuyendo la proporción de aquéllos que no se detienen. Es notoria la falta de capacidad en los ciclos individuales.
- El **NS E** indica un avance lento, largas duraciones del ciclo y altas relaciones **q/C**. Algunos ciclos individuales presentan una insuficiencia de capacidad. Muchos organismos consideran que este nivel de servicio es el límite de la demora aceptable.
- Para finalizar, el **NS F** se presenta cuando existe sobresaturación, es decir, cuando la intensidad de circulación de llegada supera la capacidad de la intersección. Ocurre con relaciones **q/C** altas, aunque las causas fundamentales de unos niveles de demora tan elevados pueden ser una progresión deficiente y duraciones de ciclo prolongadas.

El nivel de servicio se puede calcular para cada grupo de carriles, para cada acceso y para el conjunto de la intersección. Cada una de estas situaciones posee una formulación específica para el cómputo de la demora, pero una vez estimada, el nivel de servicio se obtiene de la **tabla 3.2**.

En el primer caso, se ha de calcular la *demora media en parada por vehículo para cada grupo de carriles (d)*:

$$d = d_1 \cdot FD + d_2$$

**d** = Demora media en parada (seg/veh).

**d<sub>1</sub>** = Demora uniforme (seg/veh).

**d<sub>2</sub>** = Demora incremental (seg/veh).

**FD** = Factor de ajuste de la demora (**tabla 3.3.**).

El valor de la *demora uniforme (d<sub>1</sub>)* se obtiene mediante la ecuación siguiente:

$$d_1 = 0.38 \cdot C \cdot \frac{(1-u)^2}{1-u \cdot \min(x,1)}$$

**d<sub>1</sub>** = Demora uniforme (seg/veh).

**C** = Ciclo (seg).

**x** = Grado de saturación.

**u** = Relación de verde efectivo.

Esta ecuación, basada en el primer término de la fórmula de la demora de Webster, proporciona una estimación de la demora suponiendo llegadas perfectamente uniformes y un flujo estable. Los valores de **x** superiores a **1.0** no se utilizan en el cálculo de **d<sub>1</sub>** (en ese acceso, la demora está indeterminada).

La *demora incremental (d<sub>2</sub>)*, debida a llegadas no uniformes y a fallos de ciclos individuales, se obtiene como:

$$d_2 = 173 \cdot x^2 \cdot \left( (x-1) + \sqrt{(x-1)^2 + m \cdot \frac{x}{Q}} \right)$$

**d<sub>2</sub>** = Demora incremental (seg/veh).

**Q** = Capacidad del grupo de carriles (veh/h).

**x** = Grado de saturación.

**m** = Término de calibración (**tabla 3.4.**).

La demora se debe corregir con el *factor de progresión FD*, el cual tiene en cuenta el impacto del tipo de control (**FC**) y de la progresión semafórica (**FP**). Estos dos últimos factores son mutuamente excluyentes, es decir, se utiliza uno u otro, pero no los dos.

De esta manera, el *factor de ajuste por el tipo de regulación (FC)* considera los distintos modos de funcionamiento que puede tener el semáforo de una intersección. Aunque dicho funcionamiento se analizará detalladamente en el *Capítulo 7*, de manera simplificada se puede afirmar que existen tres modos básicos de funcionamiento:

- **Operación prefijada:** aquélla en la cual los ciclos y las fases del semáforo son fijos e independientes del volumen de tráfico que llega a la intersección en cada instante.
- **Operación semiactuada:** alguno de los semáforos de la intersección depende del volumen real de vehículos que llega al cruce en cada instante, pudiendo cambiar la duración del ciclo y el plan de fases en función del número de vehículos que acceden a la intersección.
- **Operación totalmente accionada:** todos los semáforos de la intersección están diseñados para variar la duración del ciclo y el plan de fases en función del número de vehículos que llegan a la intersección en cada instante.

En principio, se supone que **FD=FC**, utilizando entonces los valores del *factor de ajuste por el tipo de regulación* que aparecen en la **tabla 3.3**. Dicha tabla también muestra los casos en los cuales se tendrá que usar **FP** en lugar de **FC**.

<b>Tabla 3.3. Factor de ajuste por el tipo de regulación (FC).</b>			
TIPO DE CONTROL		INTERSECCIONES NO COORDINADAS	INTERSECCIONES COORDINADAS
Prefijada		1.00	Usar FP
Semiaccionada	Grupo de carriles actuados por el tráfico	0.85	1.00
	Grupo de carriles no actuados	0.85	Usar FP
Totalmente accionada		No puede haber un cruce totalmente accionado que no esté coordinado	Como semiaccionada

Cuando no se puede emplear el factor de ajuste por el tipo de regulación, se utiliza el *factor de ajuste por progresión (FP)*, de manera que ahora **FD=FP**. Una buena progresión semafórica se produce cuando una alta proporción de vehículos llega al semáforo en verde. Una progresión semafórica mala tendrá un bajo porcentaje de vehículos llegando en verde. Aunque el **HCM** propone una expresión analítica para el cálculo de este factor, también permite su obtención a través de tablas. Para ello define seis tipos de llegada para el flujo de vehículos:

- **Tipo 1:** la llegada de una columna densa se produce al principio de la fase roja. Corresponde a accesos descoordinados y, por tanto, dependientes de otros semáforos. Un ejemplo claro son los giros (especialmente a la izquierda) en tramos coordinados.
- **Tipo 2:** asume la llegada de la columna, en valor medio, en la mitad de la fase roja.

- **Tipo 3:** esta condición representa la llegada de los vehículos de forma totalmente aleatoria. Se produce en accesos aislados sin la influencia de otros semáforos.
- **Tipo 4:** supone que la llegada ocurre en la mitad de la fase verde como valor promedio.
- **Tipo 5:** esta condición se define como la llegada de una columna densa al principio de la fase verde. Es la condición de columna más favorable. Corresponde a los accesos de vías principales que pertenecen a itinerarios totalmente coordinados.
- **Tipo 6:** llegada de columnas muy densas con una excepcional calidad de progresión.

De esta forma, caracterizada la llegada al cruce en estudio y conocida la relación de verde efectivo se puede obtener el factor de ajuste por progresión y el **término de calibración** de la expresión de la demora incremental:

<b>Tabla 3.4. Factor de ajuste por progresión FP.</b>						
RELACIÓN DE VERDE (u)	TIPO DE LLEGADA					
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>5</sub>	T <sub>6</sub>
0.2	1.167	1.007	1.000	1.000	0.833	0.750
0.3	1.286	1.063	1.000	0.986	0.714	0.571
0.4	1.445	1.136	1.000	0.885	0.555	0.333
0.5	1.667	1.240	1.000	0.767	0.000	0.000
0.6	2.601	1.395	1.000	0.576	0.000	0.000
0.7	2.556	1.653	1.000	0.256	0.000	0.000
Valor de m:	8	12	16	12	8	4

Para calcular la **demora de los accesos a la intersección**, o la **demora de toda la intersección**, se recurre a las siguientes expresiones (y con el valor obtenido se entra en la **tabla 3.2** para determinar el nivel de servicio):

$$d_A = \frac{\sum d_k \cdot q_k}{\sum q_k}$$

$d_A$  = Demora del acceso **A** (seg/veh).

$d_k$  = Demora del grupo de carriles **k** (seg/veh).

$q_k$  = Intensidad ajustada del grupo de carriles **k** (veh/h).

$$d_j = \frac{\sum d_A \cdot q_A}{\sum q_A}$$

$d_j$  = Demora media de la intersección (seg/veh).

$d_A$  = Demora del acceso **A** (seg/veh).

$q_A$  = Intensidad ajustada del acceso **A** (veh/h).

### **3.4. DIFERENCIAS ENTRE LA METODOLOGÍA AUSTRALIANA Y AMERICANA.**

A continuación se exponen las principales diferencias entre las metodologías del **ARR** y del **HCM** en el cálculo de los distintos factores que interviene en la regulación de la intersección semafórica.

Respecto a la obtención del *tiempo perdido*, la **ARR** parte del tiempo perdido al inicio (**a**) y al final (**b**) de la fase semafórica, que dependen de las características del semáforo, de manera que  $t_p = a - b$ . Por el contrario, el **HCM** considera que siempre existe, ocurre al comienzo del movimiento, y tiene un valor constante  $t_p = 3 \text{ seg}$ .

En la metodología australiana la identificación de los *movimientos críticos* se lleva a cabo a partir del tiempo requerido (**t**), mientras que en la metodología americana su obtención se realiza a partir de la relación de intensidad de llegada (**y**).

Otra diferencia radica en la expresión de cálculo de la *intensidad de saturación*. Si bien parte en ambos casos de una intensidad de saturación inicial, se ve afectada por distintos coeficientes en uno u otro caso.

Como ya se ha mencionado, tanto el Australian Road Research Board como el Transportation Research Board estadounidense disponen de metodologías propias para el cálculo del ciclo y del reparto en una intersección.

Además, mientras que el manual australiano estudia cada movimiento por separado, el **HCM** permite agrupar movimientos en “grupos de carriles”.

Por último, la **ARR** no utiliza el criterio americano de nivel de servicio, sino que cuantifica la operatividad de la intersección en función del grado de saturación de sus accesos.





## Capítulo 4: Diseño funcional de una intersección.

### ÍNDICE.

- 4.1. Introducción.
- 4.2. Diseño de las fases principales.
  - 4.2.1. Definición de movimientos. Puntos conflictivos.
  - 4.2.2. Definición de las fases peatonales.
  - 4.2.3. Definición de las fases principales.
- 4.3. Diseño de transitorios (período intermedio).
  - 4.3.1. Período ámbar.
  - 4.3.2. Período todo rojo.
  - 4.3.3. Verde intermitente de peatones.
  - 4.3.4. Rojo de protección de peatones.
- 4.4. Cálculo de variables.
  - 4.4.1. Preparación de los datos de aforo.
  - 4.4.2. Relación de intensidad.
  - 4.4.3. Cálculo del ciclo.
  - 4.4.4. Cálculo del reparto.
  - 4.4.5. Planes de tráfico y planes horarios.
- 4.5. Diseño del diagrama de fases.
  - 4.5.1. Ejemplo.

### 4.1. INTRODUCCIÓN.

Hasta este momento se ha pretendido describir por separado y de manera detallada las técnicas básicas para el cálculo de una intersección semafórica. En el presente capítulo se persigue una visión integradora que permita enlazar los apartados vistos hasta el momento para así poder diseñar una intersección regulada por semáforos.

Antes de iniciar, conviene preguntarse por la necesidad de instalar los semáforos en una intersección, puesto que es la opción más compleja de proyectar, más costosa y no siempre resulta la mejor alternativa. Los semáforos reducen las posibilidades de choque en ángulo recto (suelen ser los más peligrosos) pero aumentan el número de accidentes por alcance trasero; también incrementan las demoras y retrasan la circulación cuando disminuye la intensidad del tráfico.

No obstante, en la mayoría de los casos el semáforo es un mal menor: a cambio de disminuir la libertad de movimiento del tráfico, permite, en momentos de gran intensidad, que la intersección no se congestione y, en general, aumenta la seguridad. En consecuencia, los semáforos sólo deben instalarse cuando realmente contribuyan a mejorar la fluidez y seguridad del tráfico. Los criterios que sirven tanto para evaluar la idoneidad de instalar semáforos en una intersección como para determinar cambios admisibles en el diseño de la misma se expondrán en el *Capítulo 10*.

#### **4.2. DISEÑO DE LAS FASES PRINCIPALES.**

El primer paso en el proyecto de una intersección es el *diseño de las fases principales*, buscando en todo momento conseguir el mínimo número de fases con el máximo de movimientos. Lo ideal sería no superar nunca un número total de tres fases, preferiblemente dos, siempre y cuando la eficacia y la seguridad lo permitan, pues, como norma general, a mayor número de fases, menor tiempo de verde efectivo dentro del ciclo.

Por ello, se tendrá que llegar a una solución de compromiso que, en la medida de lo posible, verifique aquellas condiciones. Algunas recomendaciones básicas serían:

- Maximizar el número de movimientos simultáneos por fase para conseguir un óptimo aprovechamiento del tiempo.
- Restringir movimientos para reducir el número de fases.
- En una misma fase, permitir movimientos cuyas trayectorias se entrecruzan pero que, debida a que los flujos no son elevados, pueden simultanearse.
- Simultanear la fase de peatones con el paso de vehículos (si su flujo no es muy elevado).
- Separar movimientos de distintas fases para evitar situaciones potencialmente peligrosas, tanto para los peatones como para los vehículos.

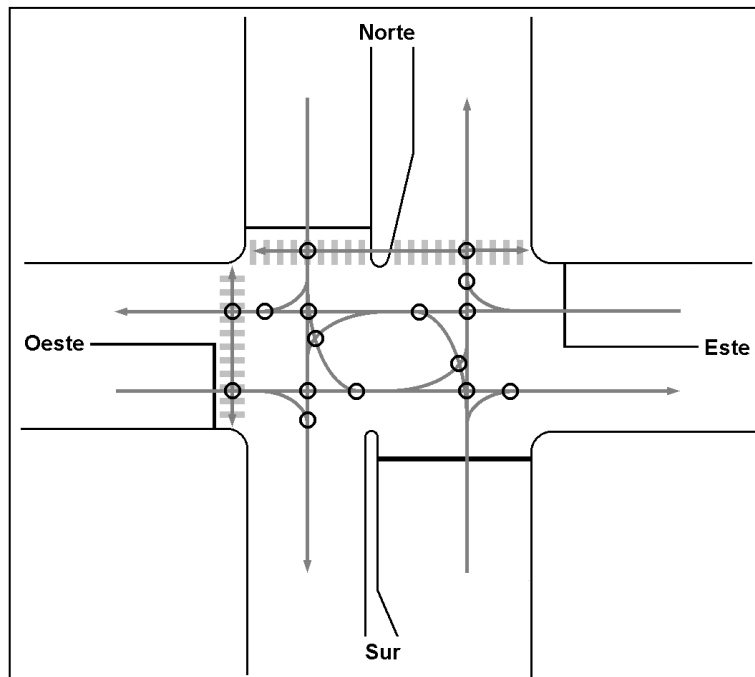
Entrando ya en el diseño de fases principales, se puede diferenciar las siguientes etapas, que serán explicadas a continuación:

- Aforos de movimiento (su realización se expondrá en el *Capítulo 6*).
- Definición de los posibles movimientos dentro del cruce, identificación de puntos conflictivos y determinación de los movimientos compatibles e incompatibles.
- Definición de las fases peatonales.
- Definición de las fases principales.

#### 4.2.1. Definición de movimientos. Puntos conflictivos.

En primer lugar es necesario describir la totalidad de *movimientos posibles* (incluyendo los peatonales) en el cruce que se va a regular, para localizar cuáles de ellos se interfieren entre sí y provocan *puntos conflictivos* y, en consecuencia, estudiar su compatibilidad o incompatibilidad. A modo de ejemplo, supongamos una intersección en cruz con dos pasos de peatones (**figura 4.1**). En ella se pueden identificar los siguientes movimientos:

**Figura 4.1. Movimientos en una intersección en cruz.**



**Tabla 4.1. Movimientos en la intersección de la figura 4.1.**

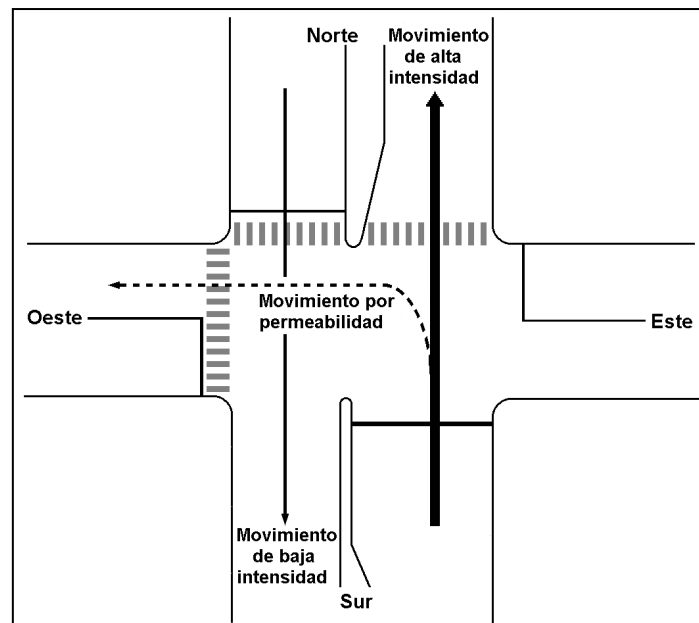
MOVIMIENTOS POSIBLES	TIPO DE MOVIMIENTO
NE	Giro a la izquierda
NS	Recto
NO	Giro a la derecha
ES	Giro a la izquierda
EO	Recto
EN	Giro a la derecha
SO	Giro a la izquierda
SN	Recto
SE	Giro a la derecha
ON	Giro a la izquierda
OE	Recto
OS	Giro a la derecha
NS/SN (P <sub>1</sub> )	Peatonal
EO/OE (P <sub>2</sub> )	Peatonal

**Tabla 4.2. Puntos de conflicto en la intersección en cruz de la figura 4.1**

MOVIMIENTO	NE	NS	NO	ES	EO	EN	SO	SN	SE	ON	OE	OS	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>
NE	0	0	0	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	1
NS	0	0	0	1	1	0	1	0	0	1	1	1	0	1
NO	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	1	1
ES	1	1	0	0	0	0	1	1	0	1	1	1	0	0
EO	1	1	1	0	0	0	1	1	0	1	0	0	1	0
EN	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	1
SO	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	1	0	1	0
SN	1	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1	0	0	1
SE	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
ON	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	1
OE	1	1	0	1	0	0	1	1	1	0	0	0	1	0
OS	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
P <sub>1</sub>	0	0	1	0	1	0	1	0	0	1	1	1	0	0
P <sub>2</sub>	1	1	1	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0	0

En esta matriz, **1** significa que existe punto de conflicto, y **0** que los movimientos no se interfieren.

La **tabla 4.2** es lo que se conoce como *matriz de incompatibilidades* y muestra los movimientos que pueden realizarse simultáneamente (en este caso, aquellos con un cero en su celda). Para que sea posible ejecutar todos estos movimientos será necesario distribuirlos a lo largo del tiempo en diferentes fases. Se trata de uno de los elementos básicos en el diseño de la intersección, pues sirve para asignar los grupos semafóricos a los movimientos, aunque en última instancia serán los flujos de vehículos los que determinen la compatibilidad o incompatibilidad de dos movimientos.

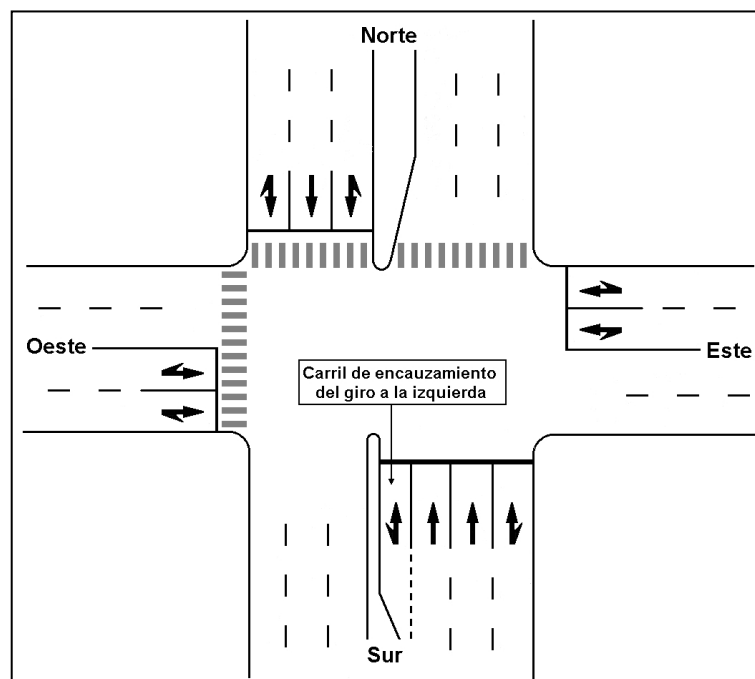
**Figura 4.2. Movimientos por permeabilidad.**

Así, los movimientos con baja intensidad pueden realizarse en una misma fase por *permeabilidad*, es decir, se realizan simultáneamente aunque exista interferencia entre ellos (son movimientos permitidos), pues uno aprovecha los huecos que se producen en el tráfico tras ceder el paso al que tiene prioridad (tal como se muestra en la **figura 4.2**). Esta situación es imposible en flujos importantes, que deben separarse en distintas fases. En general, las condiciones que se deben cumplir para permitir este tipo de movimientos son las siguientes:

- El movimiento con prioridad frente a los vehículos que giran (en la figura, el movimiento **NS**) debe ser de intensidad baja o media para permitir que los vehículos que efectúan el giro puedan intercalarse en la misma fase.
- El movimiento de giro que debe ceder el paso al movimiento con prioridad (el movimiento **SO** de la figura) también debe ser de intensidad baja o media, ya que el tiempo de verde es el mismo para todos los vehículos.

A mayores, si en el ejemplo de la figura anterior el número de vehículos que describen la trayectoria **SO** es lo suficientemente alto como para bloquear a aquellos que efectúan el movimiento **SN** (debido a que están detenidos mientras ceden el paso al movimiento **NS**), será necesario dedicar un carril de encauzamiento exclusivo para los giros a la izquierda (ver **figura 4.3**). Si esta medida fuera insuficiente sería necesario estudiar otras soluciones como realizar los movimientos en distintas fase o, incluso, prohibir el citado giro.

**Figura 4.3. Carril de encauzamiento de los giros a la izquierda.**



#### 4.2.2. Definición de las fases peatonales.

En una intersección, por lo general, es necesario incluir unos tiempos para el paso de los peatones dentro del ciclo de la intersección, que deben estar dimensionados para que aquéllos dispongan del tiempo suficiente para cruzar la calzada. De no ser así, se fomenta la indisciplina y las subsiguientes conductas de riesgo por parte de los viandantes.

El tiempo que se asigna a los peatones debe ser, como mínimo, el necesario para que una persona pueda cruzar la intersección. Aceptando una velocidad media por persona que oscile entre 1.5 y 2 m/s y conocido el ancho de la calzada, resulta que:

$$G_m = \frac{w}{1.5}$$

$G_m$  = Tiempo de verde mínimo para los peatones (seg).

$w$  = Ancho de la calzada (m).

Como ya se estudió en el *Capítulo 3*, normalmente se asigna el tiempo de verde a los peatones de manera que coincida con el rojo de los vehículos y se comprueba este valor mínimo ( $G_m$ ). Aunque parezca que es función de otros tiempos del ciclo, es muy importante tener en consideración a los peatones a la hora de definir las fases, ya que condiciona el resto de movimientos que se pueden realizar simultáneamente.

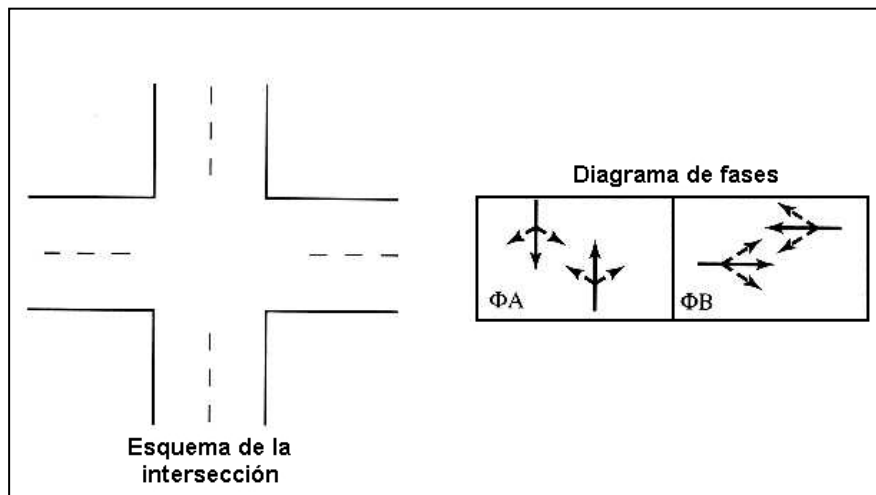
Al igual que los giros, los movimientos peatonales pueden compatibilizarse con los movimientos de los vehículos siempre y cuando los primeros tengan preferencia sobre los segundos. Esto se consigue otorgando el verde a los peatones y el ámbar al tráfico vehicular (muy habitual, por ejemplo, en los giros a la derecha). De nuevo, sólo será posible cuando los flujos de ambos movimientos no sean elevados, pues si la intensidad de tráfico es importante se pone en peligro a los viandantes y, por el contrario, si el número de personas es elevado, los vehículos se detienen y el cruce se bloquea. En cualquiera de estos dos últimos casos se debe plantear la opción de separar los movimientos en distintas fases o prohibir algunos de ellos.

#### 4.2.3. Definición de las fases principales.

Conocidos los movimientos compatibles, se procede a definir las combinaciones que se simultanearán (incluyendo los peatonales), de manera que se definen las fases.

Sin embargo, se pueden emplear también planes de fases ya definidos y avalados por la experiencia (se analizarán en profundidad en el *Capítulo 8*). Utilizando uno de ellos, se puede resolver la intersección en cruz de la **figura 4.1** con un plan de dos fases, tal y como se muestra en la **figura 4.4**:

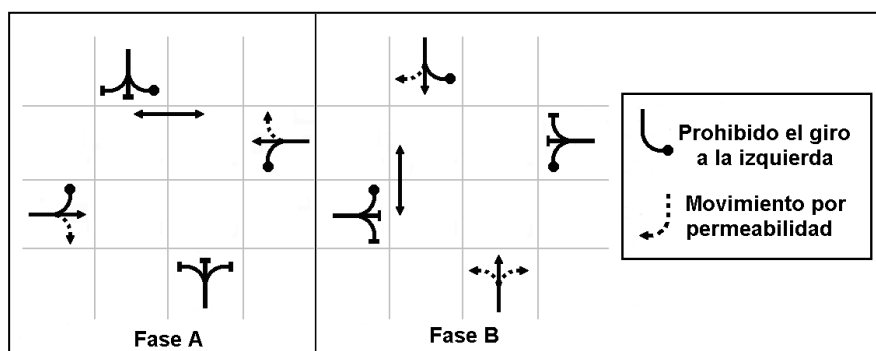
**Figura 4.4. Plan de dos fases. Opción 1.**



La fase **A** ( $\Phi A$ ) asigna el derecho de paso a los movimientos de los accesos de la calle principal y la fase **B** ( $\Phi B$ ) transfiere el derecho de paso a los de la calle secundaria. En ambas fases se producen dos circunstancias: por un lado, los movimientos de paso de frente de los dos accesos de cada calle son llevados a cabo de forma que sean compatibles y, por otro, los movimientos permitidos de giro a la derecha y a la izquierda han de ceder el paso al tráfico peatonal y de paso de frente respectivamente

Una alternativa sería establecer un plan de dos fases que incluya tres prohibiciones de giro a la izquierda y movimientos por permeabilidad (**figura 4.5**):

**Figura 4.5. Plan de dos fases. Opción 2.**

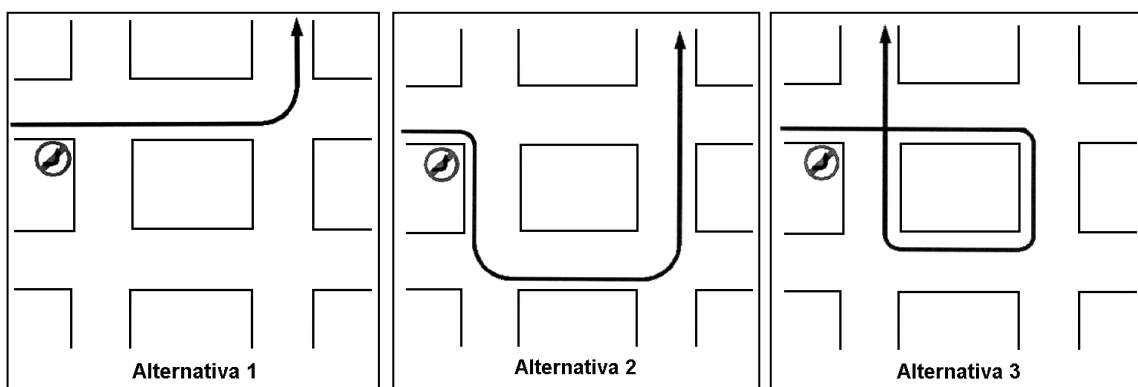


Como se puede comprobar en el ejemplo anterior, en algunos cruces de alta intensidad de tráfico es necesario prohibir determinados giros, puesto que permitir todos los movimientos implica definir un número elevado de fases, lo que acarrea una mala regulación. Como alternativa surge la posibilidad de realizar ciertos movimientos por permeabilidad, pero cuando los volúmenes de tráfico aumentan será necesario recurrir a la prohibición de los giros, comenzando por los giros a la izquierda.

Una vez suprimido determinado giro, es preciso buscar una alternativa a dicho movimiento. Es bastante frecuente realizar estas prohibiciones sin estudiar las rutas que las sustituyen y, como consecuencia, colapsar otras vías o desplazar el problema a otro cruce. Es importante recordar que una intersección es un eslabón dentro de la red viaria y no un elemento aislado: toda acción que se realiza afecta al resto de las vías. En las siguientes imágenes (**figura 4.6**) se muestran posibles alternativas a la prohibición de un giro a la izquierda, que pueden describirse como:

- **Alternativa 1:** se desplaza el giro a la izquierda a otra intersección en la que, por sus características, éste pueda realizarse.
- **Alternativa 2:** se sustituye por un giro a la derecha y dos a la izquierda, pero utilizando otras vías en las que estos giros son factibles.
- **Alternativa 3:** Se sustituye por tres giros a la derecha.

**Figura 4.6. Alternativas a la prohibición de un giro a la izquierda.**



### **4.3. DISEÑO DE TRANSITORIOS (PERÍODO INTERMEDIO).**

Se denomina **transitorio** al intervalo de tiempo que transcurre entre dos fases principales consecutivas y cuyo objetivo es otorgar un margen de seguridad a vehículos y peatones, además de conseguir que dicho cambio de fase no se produzca bruscamente.



Los transitorios se corresponden con tiempos no utilizables para la circulación, es decir, o bien aquellos intervalos en los que ningún vehículo circula (período todo rojo), o bien en los períodos de aviso de cambio de color (período ámbar) y cuya suma constituye el período intermedio. Por lo tanto, son tiempos que ningún movimiento aprovecha de forma óptima para circular. Además, a medida que aumenta el número de fases en una intersección, también crece el número de transiciones que hay que efectuar y, en consecuencia, los tiempos perdidos. Esto corrobora la idea de utilizar el menor número de fases posibles en el diseño del cruce.

Los tiempos de transición dentro del ciclo de la intersección son fijos, es decir, son independientes de la duración del ciclo, y se definen en base a la experiencia del ingeniero de tráfico. Por lo tanto, cuanto menor sea el ciclo, mayor influencia tendrán los transitorios.

#### **4.3.1. Período ámbar.**

Como se sabe, el aspecto ámbar de los semáforos se utiliza para avisar del cambio de color y su utilización varía según la localidad: si bien normalmente se emplea para advertir el cambio del verde al rojo cuando se va a cerrar el semáforo, en algunos lugares se utiliza también para avisar del paso del rojo al verde (en combinación con el rojo).

En este último caso, menos habitual, la secuencia que advierte el conductor es rojo/rojo+ámbar/verde; el ámbar, combinado con el rojo, avisa de la inminente apertura del semáforo. Su empleo encuentra justificación en el intento de reducir el tiempo que tardan los conductores en arrancar al iniciarse la fase de verde, pero la experiencia demuestra que la mayoría de los vehículos no esperan al verde para abandonar la intersección, comportándose de manera peligrosa.

En el primer caso se ejecuta la secuencia verde/ámbar/rojo; el período ámbar se emplea para dar un aviso de precaución a los conductores ante el inminente cierre del semáforo (para abrirlo se realiza directamente el cambio de rojo a verde). Es la secuencia más recomendable y a la vez la más sencilla. En España, un valor corroborado por la experiencia para la duración de este período es de aproximadamente **3 segundos**, si bien puede variar ligeramente de una localidad a otra. Es recomendable que sea un valor constante dentro de una misma población para acostumbrar a los conductores a los cambios de fase sin que ello suponga riesgo alguno.

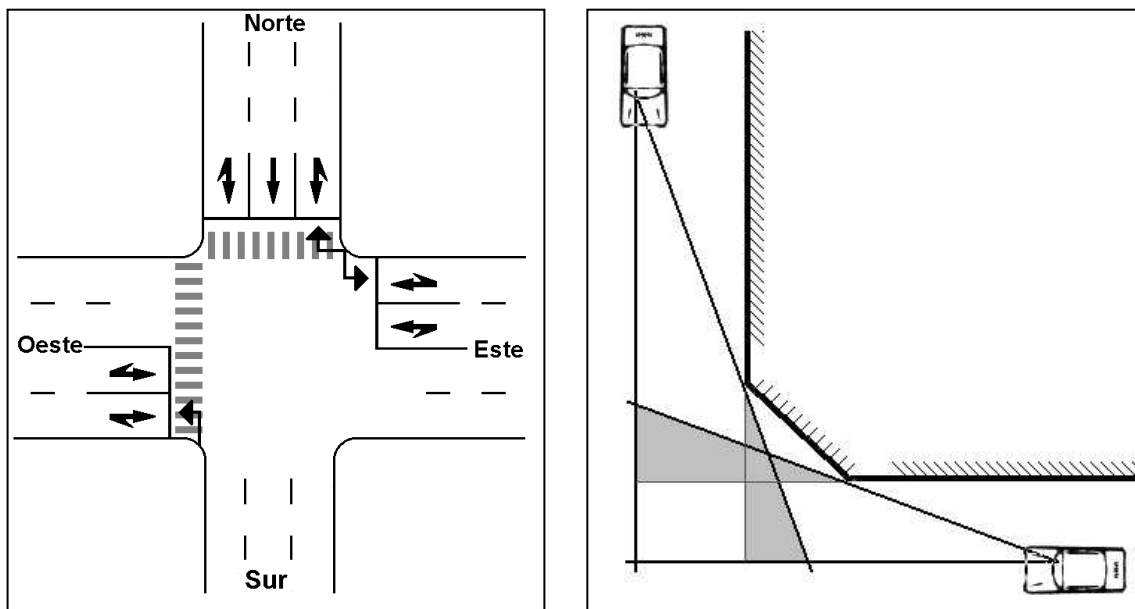
### 4.3.2. Período todo rojo.

Es otro de los tiempos de transición, que se utiliza por tres motivos: seguridad, despeje de la intersección y progresiones internas en el cruce. Como en el caso anterior, suele rondar los **3 segundos**, aunque en algunas intersecciones es necesario estudiar detalladamente dicho valor y, si fuera preciso, modificarlo para cumplir alguna de las tres condiciones antes mencionadas. Cada una de ellas dará un período todo rojo, escogiéndose el mayor de los tres valores obtenidos.

#### a) Período todo rojo de seguridad.

Se trata de un intervalo durante el cual se cierran todos los accesos al cruce por motivos de seguridad, más concretamente, para evitar colisiones entre los vehículos que apuran el tiempo de verde (cruzando la intersección en ámbar o en rojo) y aquellos que se apresuran en la salida y comienzan la marcha antes de que el semáforo se ponga en verde. Para estudiar su duración el criterio básico es el de **visibilidad** entre los accesos del cruce. Con buena visibilidad, los conductores que arrancan están en condiciones de observar cualquier vehículo que se salte un semáforo que se cierra y, en este caso, se pueden reducir los 3 segundos de duración habitual.

**Figura 4.7. Visibilidad en una intersección.**



En este ejemplo, los vehículos que entran en la intersección desde el acceso **Este** no disponen de buena visibilidad para controlar a los vehículos que provienen del **Norte** (y viceversa), debido a un obstáculo en la acera (edificios, setos, vallas publicitarias, etc). El período todo rojo podría prolongarse, en este caso, hasta los 4 segundos. Sin embargo, los accesos **Norte** y **Oeste** poseen una buena intervisibilidad y el tiempo de todo rojo podría reducirse a 2 segundos.

Es importante mencionar que la duración de período todo rojo de seguridad puede variar de una población a otra, llegando incluso a anularse en función de las costumbres de los conductores. Así, si la velocidad de circulación no es muy elevada y se respeta el ámbar de cambio de verde a rojo, se omiten estos tiempos de seguridad y puede llegar a ser contraproducente añadirlo, pues desconcierta a los conductores que están detenidos en el acceso. En este caso es suficiente aplicar un intervalo mínimo de despeje del cruce.

**b) Período todo rojo de despeje.**

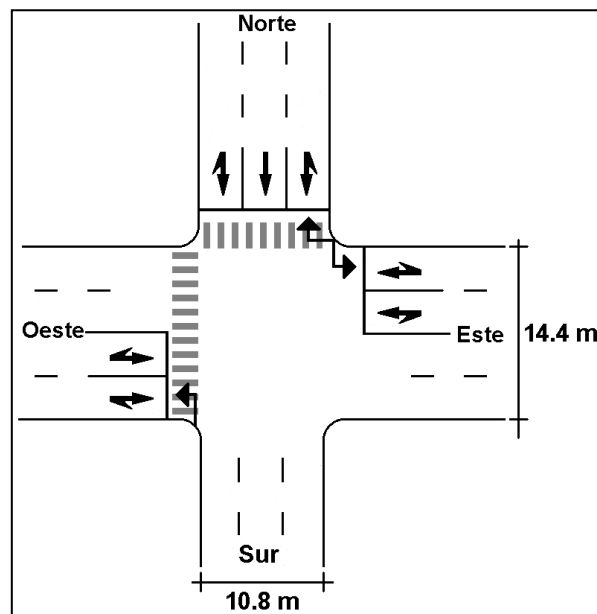
Su cometido consiste en dejar el tiempo suficiente para que los últimos vehículos (aquellos que han cruzado el semáforo en ámbar, si no lo han hecho en rojo) puedan atravesar la intersección antes de que empiecen a salir desde otro acceso. El criterio a considerar en este caso es la **geometría** de la intersección: según el ancho de la vía se asignara más o menos tiempo. Considerando una velocidad media de los vehículos de 10 m/s (36 km/h), el tiempo necesario para el despeje viene dado según la expresión:

$$T_D = \frac{w}{10}$$

$T_D$  = Tiempo de despeje (seg).

$w$  = Ancho de la calzada (m).

**Figura 4.8. Despeje de una intersección.**



En la **figura 4.8** se obtienen los siguientes tiempos de despeje, función del ancho de la vía que deben cruzar:

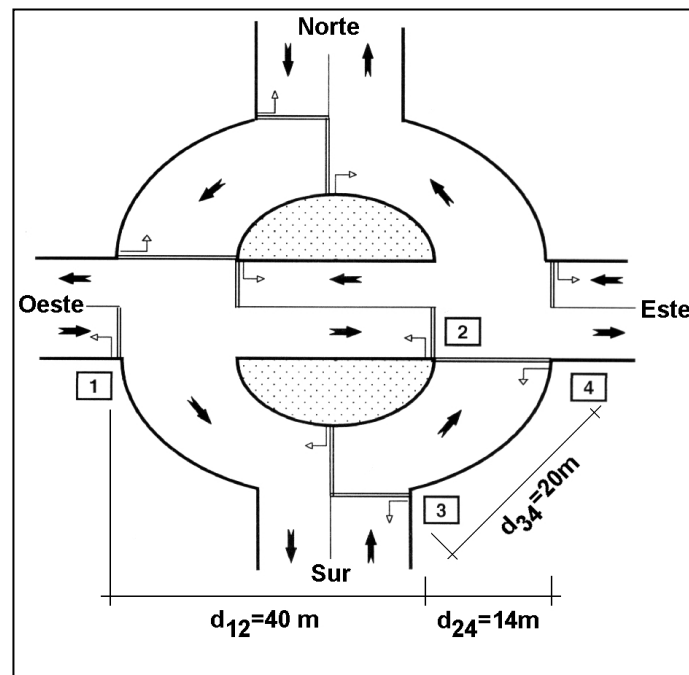
<b>Tabla 4.3. Tiempos de despeje.</b>		
ACCESO	w (m)	$T_D$ (seg)
Norte	14.4	1.44
Este	10.8	1.08
Oeste	10.8	1.08

En este caso, podría asumirse un período todo rojo de despeje de 2 segundos.

**c) Período todo rojo de progresión interna.**

Es bastante habitual encontrarse con varios semáforos consecutivos a lo largo de un recorrido. En estos casos no resulta adecuado cerrarlos simultáneamente, pues podrían quedar algunos automóviles bloqueando el cruce y entorpeciendo otros movimientos. Conviene cerrarlos sucesivamente y así permitir las progresiones internas de los vehículos, consiguiendo el adecuado despeje de la intersección. Un ejemplo típico de esta situación es el que ocurre en las glorietas semaforizadas (**figura 4.9**).

**Figura 4.9. Progresión interna en una glorieta.**



En este ejemplo, los semáforos **1** y **2** regulan el tráfico del acceso **Oeste-Este**. Si se cerrasen ambos semáforos a la vez quedarían atrapados en el semáforo **2** los últimos vehículos que pasaron por **1**, perjudicando a los conductores que, viniendo del **Norte**, giran hacia el **Este**. Para evitar el bloqueo de la intersección debería cerrarse primero el semáforo **1** (con su correspondiente período de ámbar) y luego el **2**, transcurriendo entre tanto un cierto *retardo*, que suele calcularse de manera similar al tiempo de despeje:

$$T_R = \frac{d}{10}$$

$T_R$  = Tiempo de retardo (seg).

$d$  = Distancia entre semáforos (m).

<b>Tabla 4.4. Tiempos de retardo.</b>		
SEMÁFOROS	d (m)	$T_R$ (seg)
12	40	4.0
34	20	2.0
24	14	1.4

Así, el cierre del semáforo **2** debe retardarse 4 segundos respecto al cierre del **1** para permitir las progresiones internas de los vehículos; el cierre de **4** debe desfasarse 2 segundos respecto al del semáforo **3**; y la apertura de **4** debe también retardarse un tiempo mínimo con respecto a **2** para permitir el despeje de la vía, en este caso,  $1.4 \approx 2$  segundos (aunque se está obteniendo un despeje, la expresión de cálculo es formalmente igual a la del retardo, por lo que su valor se ha estimado en la **tabla 4.4**). No se debe olvidar que también es necesario considerar un tiempo de seguridad del período todo rojo entre el cierre del semáforo **2** y la apertura del **4** (3 segundos), superior al obtenido en el despeje del cruce y, por lo tanto, será el valor final del período todo rojo entre dichos semáforos.

Como resumen se tiene:

- El semáforo **2** cierra 4 segundos después del **1** debido a las progresiones internas de los vehículos que circulan de **Oeste** a **Este**. Además, abre 3 segundos después de que cierre el semáforo **4** para permitir el despeje del cruce y respetar los mínimos de seguridad.
- El semáforo **4** cierra 2 segundos después del **3** a causa de las progresiones internas de los vehículos que llegan desde el **Sur**. A su vez, abre 3 segundos después de que el **2** cierre para permitir el despeje del cruce y respetar los mínimos de seguridad.

#### 4.3.3. Verde intermitente de peatones.

Es un transitorio que se utiliza para avisar a los peatones del final de su tiempo de verde para cruzar la calzada. El viandante acelerará el ritmo para que le dé tiempo a cruzar o, por el contrario, decidirá no cruzar por no disponer del tiempo necesario. La duración mínima recomendada por la experiencia es de **3 segundos**, pero puede variar según la longitud del cruce: en intersecciones anchas alcanza mayores valores para evitar que el peatón comience a cruzar en verde y carezca de tiempo para atravesar la intersección.

#### 4.3.4. Rojo de protección de peatones.

Por último, para proteger a los peatones de los vehículos se consideran períodos de todo rojo adicionales en los que no se permiten movimientos, de manera similar a como se hace en el todo rojo para evitar las colisiones entre vehículos. Es un tiempo que puede otorgarse antes y después del verde de peatones, alcanzando en ambos supuestos valores de **3 segundos**.

En algunas localidades se suprime el período otorgado antes del verde de peatones, coincidiendo así el final del ámbar de los vehículos con el comienzo del verde de peatones. En este caso se supone que la protección la lleva a cabo el propio viandante que, ante el verde de su semáforo y antes de cruzar, es capaz de darse cuenta de si un vehículo se salta el semáforo. El tiempo de rojo que se da al final del verde de peatones, más concretamente después del verde intermitente, persigue la protección de los viandantes que todavía no han terminado de cruzar. Este período es *obligatorio* porque los vehículos, por falta de visibilidad, pueden atropellar a un peatón.

#### 4.4. CÁLCULO DE VARIABLES.

Para establecer el funcionamiento de una intersección semaforizada se deben analizar los datos obtenidos en campo y definir a continuación los parámetros y variables que den adecuada solución al problema planteado. En *cruces aislados*, los parámetros fundamentales a calcular son el ciclo y reparto para las distintas franjas horarias. En *cruces coordinados* es necesario estimar también el desfase para obtener una coordinación adecuada (hay que tener en cuenta que el ciclo debe ser el mismo para todos los cruces coordinados).

#### 4.4.1. Preparación de los datos de aforo.

En la estimación de los parámetros del tráfico es necesaria la realización de aforos en cada uno de los movimientos protegidos (que tendrán una fase específica). Los datos obtenidos aportarán la intensidad cada 15 minutos, la intensidad de saturación y distinguirán los tipos de vehículos (como mínimo, entre ligeros y pesados). Estas mediciones se modificarán a través de la conversión a vehículos ligeros y el cálculo de intensidades sobre los 15 minutos punta.

##### a) Conversión en vehículos ligeros.

La fluidez en los distintos movimientos de una intersección depende de la distribución de los distintos tipos de vehículos y de las pendientes en los accesos. Lógicamente, tendrá menor fluidez un movimiento con una pendiente del +4% y un 50% de vehículos pesados que un movimiento con un 0% de inclinación y un 5% de vehículos pesados. Es necesario realizar la conversión de forma que todos los datos sean homogéneos, a través de la siguiente expresión:

$$q_1 = q \cdot f_{VL}$$

$q_1$  = Intensidad corregida (veh/min).

$q$  = Intensidad de llegada aforada (veh/min).

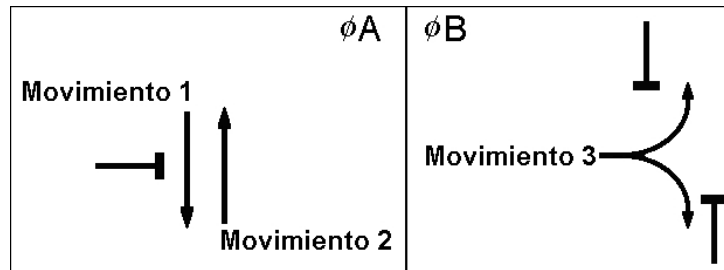
$f_{VL}$  = Factor de conversión en vehículos ligeros.

<b>Tabla 4.5. Factor de conversión en vehículos ligeros <math>f_{VL}</math>.</b>					
TIPO DE VEHÍCULO	INCLINACIÓN				
	-4%	-2%	0%	+2%	+4%
Vehículos ligeros	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4
Vehículos pesados	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0
Todos los vehículos (1)	0.9	1.0	1.1	1.4	1.7

(1) Valores a utilizar cuando se desconoce la composición del tráfico.

##### b) Cálculo de intensidades sobre los 15 minutos punta.

Las intensidades aforadas se han obtenido en períodos de 15 minutos. Para estimar, dentro de cada hora, el volumen de tráfico más desfavorable se calculará la intensidad horaria de cada movimiento a partir de los 15 minutos con mayor volumen de tráfico. Una vez convertidos los datos de aforo se tiene una tabla de intensidades en vehículos ligeros para cada movimiento y hora (como la mostrada en la **tabla 4.6**, correspondiente al ejemplo de la **figura 4.10**).

**Figura 4.10. Fases y movimientos en una intersección.****Tabla 4.6. Intensidades en vehículos ligeros de la intersección de la figura 4.10.**

HORA	FASE A		FASE B
	MOVIMIENTO 1	MOVIMIENTO 2	MOVIMIENTO 3
00:00 – 01:00	48	60	90
01:00 – 02:00	24	30	60
02:00 – 03:00	12	16	30
03:00 – 04:00	7	14	28
04:00 – 05:00	15	12	23
05:00 – 06:00	14	15	24
06:00 – 07:00	72	60	120
07:00 – 08:00	120	135	150
08:00 – 09:00	228	195	390
09:00 – 10:00	324	315	630
10:00 – 11:00	180	210	480
11:00 – 12:00	192	180	400
12:00 – 13:00	216	225	450
13:00 – 14:00	288	315	625
14:00 – 15:00	396	377	725
15:00 – 16:00	372	375	732
16:00 – 17:00	216	300	628
17:00 – 18:00	220	225	510
18:00 – 19:00	312	285	690
19:00 – 20:00	336	330	720
20:00 – 21:00	456	315	660
21:00 – 22:00	360	276	780
22:00 – 23:00	216	270	515
23:00 – 00:00	108	120	240

#### 4.4.2. Relación de intensidad.

Como ya se ha explicado en el *Capítulo 3*, si se utiliza la metodología del **HCM** el parámetro que se utiliza para el cálculo del ciclo y del reparto es la **relación de intensidad (y)**:

$$y = \frac{q}{S}$$

**y** = Relación de intensidad de llegada.

**q** = Intensidad de llegada (veh/h).

**S** = Intensidad de saturación (veh/h).



Así, conocida la intensidad de saturación (en este ejemplo se supone que se ha calculado en campo: 1200 veh/h para el movimiento 1, 1500 veh/h para el movimiento 2 y 3000 veh/h para el movimiento 3), se obtiene directamente la relación de intensidad para cada movimiento y hora sin más que usar los datos de la tabla anterior y las mencionadas intensidades de saturación estimadas in situ:

<b>Tabla 4.7. Relaciones de intensidad de la intersección de la figura 4.10.</b>			
HORA	FASE A		FASE B
	MOVIMIENTO 1	MOVIMIENTO 2	MOVIMIENTO 3
00:00 – 01:00	0.040	0.040	0.030
01:00 – 02:00	0.020	0.020	0.020
02:00 – 03:00	0.010	0.011	0.010
03:00 – 04:00	0.006	0.009	0.009
04:00 – 05:00	0.013	0.008	0.008
05:00 – 06:00	0.012	0.010	0.008
06:00 – 07:00	0.060	0.040	0.040
07:00 – 08:00	0.100	0.090	0.050
08:00 – 09:00	0.190	0.130	0.130
09:00 – 10:00	0.270	0.210	0.210
10:00 – 11:00	0.150	0.140	0.160
11:00 – 12:00	0.160	0.120	0.133
12:00 – 13:00	0.180	0.150	0.150
13:00 – 14:00	0.240	0.210	0.208
14:00 – 15:00	0.330	0.251	0.242
15:00 – 16:00	0.310	0.250	0.244
16:00 – 17:00	0.180	0.200	0.209
17:00 – 18:00	0.183	0.150	0.170
18:00 – 19:00	0.260	0.190	0.230
19:00 – 20:00	0.280	0.220	0.240
20:00 – 21:00	0.380	0.210	0.220
21:00 – 22:00	0.300	0.184	0.260
22:00 – 23:00	0.180	0.180	0.172
23:00 – 00:00	0.090	0.080	0.080

#### 4.4.3. Cálculo del ciclo.

El ciclo de partida puede calcularse mediante la fórmula introducida en el apartado 3.2.1:

$$C = L \cdot \frac{X}{X - \sum_{\text{mov. crit.}} (y)}$$

**C** = Duración del ciclo (seg).

**X** = Grado de saturación de la intersección.

**y** = Relación de intensidad de llegada.

**L** = Tiempo perdido en la intersección (seg).

Se supondrá un tiempo perdido en la intersección de 22 segundos (**L=22 seg**), asimilable a las transiciones y los retardos final e inicial, y un grado de saturación igual al grado de saturación práctico (**X=X<sub>p</sub>=0.9**).

Además, puesto que en este ejemplo tan sencillo no existen movimientos solapados, los movimientos críticos serán aquéllos con mayor relación de intensidad en cada tramo horario. Por ello, se obtienen los siguientes ciclos óptimos:

<b>Tabla 4.8. Ciclos en cada tramo horario de la intersección de la figura 4.10.</b>					
HORA	FASE A		FASE B	$\Sigma y$	C <sub>o</sub> (seg)
	MOVIMIENTO 1	MOVIMIENTO 2	MOVIMIENTO 3		
00:00 – 01:00	0.040	0.040	0.030	0.070	23.9
01:00 – 02:00	0.020	0.020	0.020	0.040	23.0
02:00 – 03:00	0.010	0.011	0.010	0.021	22.5
03:00 – 04:00	0.006	0.009	0.009	0.018	22.4
04:00 – 05:00	0.013	0.008	0.008	0.021	22.5
05:00 – 06:00	0.012	0.010	0.008	0.020	22.5
06:00 – 07:00	0.060	0.040	0.040	0.100	24.8
07:00 – 08:00	0.100	0.090	0.050	0.150	26.4
08:00 – 09:00	0.190	0.130	0.130	0.320	34.1
09:00 – 10:00	0.270	0.210	0.210	0.480	47.1
10:00 – 11:00	0.150	0.140	0.160	0.310	33.6
11:00 – 12:00	0.160	0.120	0.133	0.293	32.6
12:00 – 13:00	0.180	0.150	0.150	0.330	34.7
13:00 – 14:00	0.240	0.210	0.208	0.448	43.8
14:00 – 15:00	0.330	0.251	0.242	0.572	60.4
15:00 – 16:00	0.310	0.250	0.244	0.554	57.2
16:00 – 17:00	0.180	0.200	0.209	0.409	40.3
17:00 – 18:00	0.183	0.150	0.170	0.353	36.2
18:00 – 19:00	0.260	0.190	0.230	0.490	48.3
19:00 – 20:00	0.280	0.220	0.240	0.520	52.1
20:00 – 21:00	0.380	0.210	0.220	0.600	66.0
21:00 – 22:00	0.300	0.184	0.260	0.560	58.2
22:00 – 23:00	0.180	0.180	0.172	0.352	36.1
23:00 – 00:00	0.090	0.080	0.080	0.170	27.1

Los ciclos óptimos para cada hora del día se pueden agrupar teniendo en cuenta que, independientemente del resultado que arrojen los cálculos, la duración del ciclo tiene que estar forzosamente comprendida entre los límites que marcan la psicología del conductor y la estructura del cruce.

La práctica indica que ciclos menores a 50 segundos o mayores que 120 segundos se acomodan difícilmente a la mentalidad del usuario de la vía pública. De esta manera, los resultados de la **tabla 4.7** podrían agruparse de la siguiente manera:

**Tabla 4.9. Agrupación de los tramos horarios en ciclos homogéneos.**

HORA	C (seg)
22:00 – 14:00	50
14:00 – 16:00	60
16:00 – 20:00	50
20:00 – 22:00	65

#### 4.4.4. Cálculo del reparto.

El cálculo del reparto se efectúa a partir del ciclo seleccionado, de forma que el tiempo de verde de los movimientos críticos (**tabla 4.10**) puede calcularse a través de la siguiente fórmula (ver *Apartado 3.2.2*):

$$g = y \cdot \frac{C}{X}$$

$$X = \frac{C}{C - L} \cdot \sum_{\text{mov.crit.}} (y)$$

**g** = Tiempo de verde efectivo (seg).

**C** = Duración del ciclo (seg).

**y** = Relación de intensidad de llegada.

**X** = Grado de saturación de la intersección.

**L** = Tiempo perdido en la intersección (seg).

**Tabla 4.10. Reparto del ciclo de la intersección de la figura 4.10.**

HORA	y <sub>A</sub>	y <sub>B</sub>	C (seg)	g <sub>A</sub> (seg)	g <sub>B</sub> (seg)
22:00 – 14:00	0.270	0.210	50	15.75	12.25
14:00 – 16:00	0.330	0.244	60	21.85	16.15
16:00 – 20:00	0.280	0.220	50	15.68	12.32
20:00 – 22:00	0.380	0.260	65	25.53	17.47

#### 4.4.5. Planes de tráfico y planes horarios.

Conocidos los datos del ciclo y del reparto para cada hora del día, se procede a la agrupación de aquellos repartos que, para el mismo ciclo, sean parecidos, obteniendo de esta forma los **planes de tráfico** y los **planes horarios**. Los primeros definen la estructura del cruce, los tiempos de las fases (principales y secundarias), el ciclo y los desfases en el caso de intersecciones coordinadas. Los segundos indican que plan de tráfico estará en funcionamiento, teniendo en cuenta la hora y el día de la semana. Si fuera necesario, también pueden discernir entre estaciones, pues en muchos casos no se tendrá el mismo funcionamiento en verano que en invierno.

**Tabla 4.11. Plan horario de la intersección de la figura 4.10.**

HORA	C (seg)	g <sub>A</sub>	g <sub>B</sub>	PLAN
22:00 – 14:00	50	16	12	Plan 1
14:00 – 16:00	60	22	16	Plan 2
16:00 – 20:00	50	16	12	Plan 3
20:00 – 22:00	65	26	16	Plan 4

Los resultados anteriores se obtuvieron para un cruce aislado y para un día en concreto. Habría que extender el cálculo de todos los parámetros para cada tipo de día y de estación. De esta manera se conseguirían planes horarios como el de la **tabla 4.12**:

**Tabla 4.12. Ejemplo de plan horario.**

HORA	C (seg)	g <sub>A</sub>	g <sub>B</sub>	PLAN	DÍA
22:00 – 14:00	50	16	12	Plan 1	L M X J V S D
14:00 – 16:00	60	22	16	Plan 2	L M X J V
16:00 – 20:00	50	16	12	Plan 3	L M X J V S D
20:00 – 22:00	65	26	16	Plan 4	L M X J
14:00 – 16:00	90	38	20	Plan 5	S D
20:00 – 22:00	80	34	24	Plan 6	V S D

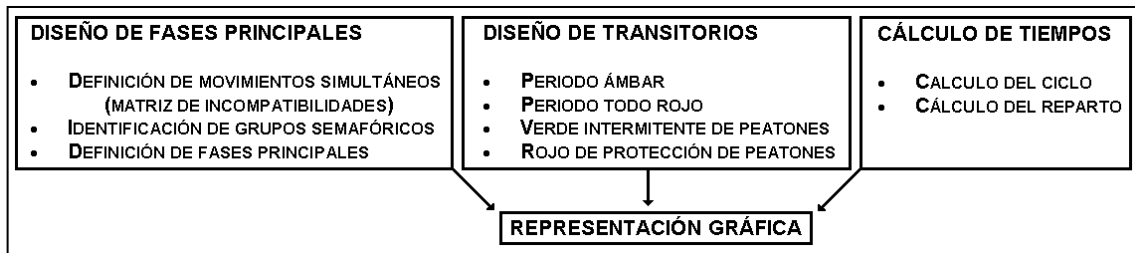
#### **4.5. DISEÑO DEL DIAGRAMA DE FASES.**

El conocimiento de cómo funciona el sistema semafórico de una intersección se apoya en tres elementos:

- Un croquis del cruce con los grupos semafóricos numerados.
- El diagrama de fases.
- La duración de las fases para cada plan semafórico. Las fases principales serán variables según el plan, mientras que las secundarias (transitorios) serán constantes para todos ellos.

El **diagrama de fases** es el instrumento a través del cuál se representa gráficamente el diseño y funcionamiento de una intersección semafórica. Los pasos básicos para realizarlo se resumen en cuatro grandes bloques: **diseño de las fases principales**, **diseño de las fases secundarias** (transitorios), **cálculo de tiempos** (repartos y ciclos) y la **representación gráfica**. (**figura 4.11**).

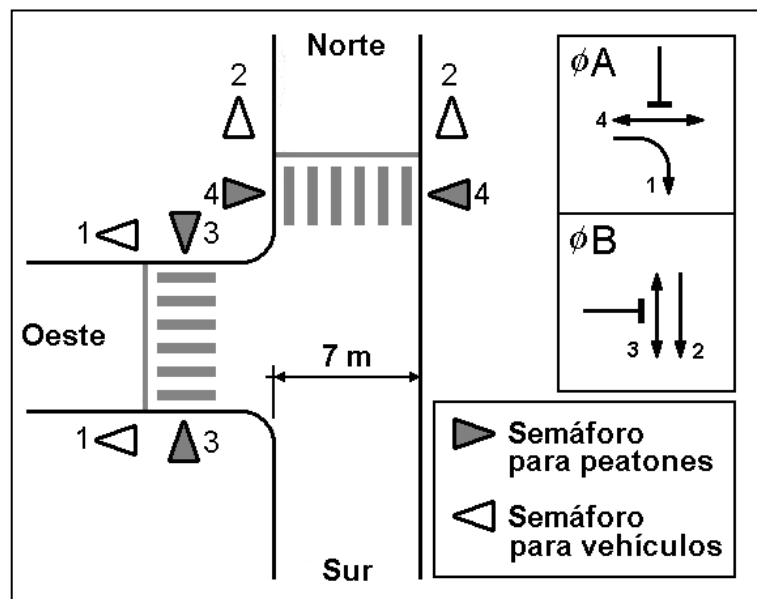
Figura 4.11. Esquema para la realización del diagrama de fases.



#### 4.5.1. Ejemplo.

A modo de ejemplo se propone el cruce sencillo con sentidos únicos de circulación que aparece representado en la **figura 4.12**:

Figura 4.12. Intersección con sentidos únicos de circulación.



##### a) Diseño de las fases principales.

El primer paso consiste en enumerar los **grupos semafóricos** (conjunto de semáforos que funcionan igual). En este caso existen cuatro semáforos para vehículos y otros cuatro para peatones. El grupo **1** está formado por dos semáforos que controlan el movimiento de vehículos que acceden a la intersección desde el **Oeste**; el paso de peatones asociados a este grupo se ha definido como grupo **3**. El grupo semafórico **2** está compuesto por dos semáforos que controlan el acceso desde el **Norte**, y el paso de peatones asociado se denomina grupo **4**.

Para permitir los movimientos en el interior de la intersección se han definido dos fases principales, la primera de las cuales da paso a los vehículos procedentes del **Oeste** y a los peatones del grupo **4**. La segunda otorga la preferencia a los conductores que llegan del **Norte** y a los viandantes del grupo **3**.

**b) Diseño de transitorios.**

La duración de las fases principales se calculará posteriormente, mientras que los transitorios son tiempos fijos cuyo establecimiento ya se ha comentado. En cualquier caso, es conveniente realizar una primera tabla que represente las combinaciones de colores que se observan en los grupos semafóricos durante las fases principales:

<b>Tabla 4.13. Aspecto de los semáforos durante las fases.</b>			
	FASE	$\phi A$	$\phi B$
Grupos	1	Verde ( <b>V</b> )	Rojo ( <b>R</b> )
	2	<b>R</b>	<b>V</b>
	3	<b>R</b>	<b>V</b>
	4	<b>V</b>	<b>R</b>

A continuación se amplía la tabla anterior considerando las fases secundarias (transitorios o períodos intermedios). Debe tenerse en cuenta que cada grupo semafórico requiere una transición diferente, ante lo cual, si se empieza por determinar las transiciones entre las fases **A** y **B**, hay que tener presentes las siguientes circunstancias:

- El grupo **1** (semáforo de vehículos) pasa de verde a rojo, así que se ha de considerar el período de ámbar (3 seg) y el período todo rojo de seguridad (3 seg). El período todo rojo de despeje no se considera, pues es menor que el período todo rojo de seguridad.
- El grupo **2** (que también regula vehículos) pasa de rojo a verde, por lo cual sólo hay que considerar el período todo rojo de seguridad (3 seg).
- El grupo **3** (semáforo de peatones) también cambia de rojo a verde, así que se puede añadir un rojo protección de peatones (3 seg) al período todo rojo de seguridad (3 seg).
- Por fin, el grupo **4** corresponde a un semáforo de peatones que se va a cerrar, por lo que hay que considerar un verde intermitente (3 seg), un rojo de protección de peatones (3 seg) y el período todo rojo de seguridad (3 seg).

Como se puede comprobar, para dar continuidad a las transiciones será necesario alargar los aspectos rojo y verde de los grupos, tal y como se muestra en la **tabla 4.14**:

<b>Tabla 4.14. Transiciones entre las fases A y B.</b>						
FASE		$\phi A$	$I_{AB}$			$\phi B$
Duración			3.0	3.0	3.0	
Grupos	1	V	VC	A	TR	R
	2	R	RC	RC	TR	V
	3	R	RC	RC	TR	V
	4	V	VP	RP	TR	R

VC: Verde de continuidad; VP: Verde intermitente de peatones; A: Ámbar

RC: Rojo de continuidad; RP: Rojo de protección de peatones; TR: Todo rojo de seguridad

Las transiciones entre las fases **B** y **A** se realizan de manera análoga y, debido a la simetría de las fases, el resultado es semejante, por lo cual el diagrama de fases va adquiriendo la siguiente forma:

<b>Tabla 4.15. Diagrama de fases.</b>									
FASE		$\phi A$	$I_{AB}$			$\phi B$	$I_{BA}$		
Duración			3.0	3.0	3.0		3.0	3.0	3.0
Grupos	1	V	VC	A	TR	R	RC	RC	TR
	2	R	RC	RC	TR	V	VC	A	TR
	3	R	RC	RC	TR	V	VP	RP	TR
	4	V	VP	RP	TR	R	RC	RC	TR

### c) Cálculo de tiempos.

A continuación se procede al cómputo del ciclo y del reparto y, puesto que se trata de una intersección bastante sencilla (únicamente posee cuatro movimientos), se empleará la metodología del **HCM**. De esta manera, supónganse conocidos los siguientes valores:

<b>Tabla 4.16. Datos de entrada.</b>							
Mov.	$I$ (seg)	$G_m$ (seg)	$q$ (veh/h)	$S$ (veh/h)	$y$	$t_p$ (seg)	$g_m$ (seg)
1 (AB)	9.00	3.83	250	830	0.30	3.00	9.83
2 (BA)	9.00	3.83	640	1600	0.40	3.00	9.83
3 (BA)	9.00	4.67	peatonal			3.00	10.67
4 (AB)	9.00	4.67				3.00	10.67

En esta tabla se han tenido en cuenta las transiciones definidas en el punto anterior, sólo que aglutinadas en el período intermedio ( $I$ ). Como es habitual en la metodología del **HCM**, se ha supuesto un tiempo perdido por movimiento de valor  $t_p=3$  seg. Para establecer los tiempos

de verde mínimos ( $G_m$ ) de los movimientos peatonales se considera la fórmula de cálculo vista en el *apartado 4.2.2* (el ancho de la calzada es de 7 m):

En cambio, para calcular el tiempo de verde mínimo de los movimientos de los vehículos se puede utilizar la expresión recomendada por el **HCM**:

$$G_m = 7.0 + \frac{w}{1.2} - I$$

$G_m$  = Tiempo de verde mínimo para los vehículos (seg).

$w$  = Ancho de la calzada (m).

$I$  = Período intermedio (seg).

Los tiempos de verde efectivos mínimos de todos los movimientos se deducen aplicando la ecuación  $g_m = G_m + I - t_p$ . Una vez conocidos todos estos valores, se pasa a calcular el ciclo de partida, suponiendo que el grado de saturación es igual al grado de saturación práctico ( $X = X_p = 0.90$ ):

$$C = L \cdot \frac{X}{X - \sum_{\text{mov.crit.}} (y)} = 6.00 \cdot \frac{0.90}{0.90 - (0.30 + 0.40)} = 27.00 \text{ seg}$$

Como el valor obtenido resulta demasiado bajo, puede volver a estimarse utilizando las fórmulas del ciclo óptimo de Webster y de Akcelik de, vistas en el *apartado 3.2.1*:

$$C_o = \frac{5 + 1.5 \cdot L}{1 - \sum_{\text{mov.crit.}} (y)} = \frac{5 + 1.5 \cdot 6}{1 - (0.30 + 0.40)} = 46.67 \text{ seg}$$

$$C_o = \frac{6 + 1.6 \cdot L}{1 - \sum_{\text{mov.crit.}} (y)} = \frac{6 + 1.6 \cdot 6}{1 - (0.30 + 0.40)} = 52.00 \text{ seg}$$

Escogiendo un ciclo de cálculo de valor **C=50 seg**, el reparto se efectúa a partir de la fórmula del **HCM** utilizada anteriormente:



$$g = y \cdot \frac{C}{X}; \quad X = \frac{C}{C-L} \cdot \sum_{\text{mov.crit.}} (y) \rightarrow g = (C-L) \cdot \frac{y}{\sum_{\text{mov.crit.}} (y)}$$

$$g_1 = (50 - 6) \cdot \frac{0.3}{(0.3 + 0.4)} = 18.86 \text{ seg} \approx 19 \text{ seg}$$

$$g_2 = (50 - 6) \cdot \frac{0.4}{(0.3 + 0.4)} = 25.14 \text{ seg} \approx 25 \text{ seg}$$

Compruébese, en primer lugar, que los tiempos de verde efectivo obtenidos son superiores a los tiempos de verde efectivo mínimos anteriormente establecidos. En segundo final se efectúa el análisis de los movimientos:

<b>Tabla 4.17. Análisis de los movimientos.</b>						
Mov.	y	g <sub>m</sub> (seg)	g (seg)	I (seg)	t <sub>p</sub> (seg)	G (seg)
1 (AB)	0.30	9.83	19	9	3	13
2 (BA)	0.40	9.83	25	9	3	19
3 (BA)	peatonal	10.67	25	9	3	19
4 (AB)		10.67	19	9	3	13

Por fin se puede completar el diagrama de fases:

<b>Tabla 4.18. Diagrama de fases.</b>										
FASE		φA	I <sub>AB</sub>			φB	I <sub>BA</sub>			φA
Duración		13.0	3.0	3.0	3.0	19.0	3.0	3.0	3.0	13.0
Grupos	1	V	VC	A	TR	R	RC	RC	TR	V
	2	R	RC	RC	TR	V	VC	A	TR	R
	3	R	RC	RC	TR	V	VP	RP	TR	R
	4	V	VP	RP	TR	R	RC	RC	TR	V

Como ya se ha comentado, la duración de las transiciones es siempre fija, independientemente del plan de tráfico, por lo que el tiempo a distribuir entre las fases principales será la duración del ciclo menos el tiempo fijo de las fases secundarias, de manera que:

$$C = \sum (I + G)$$

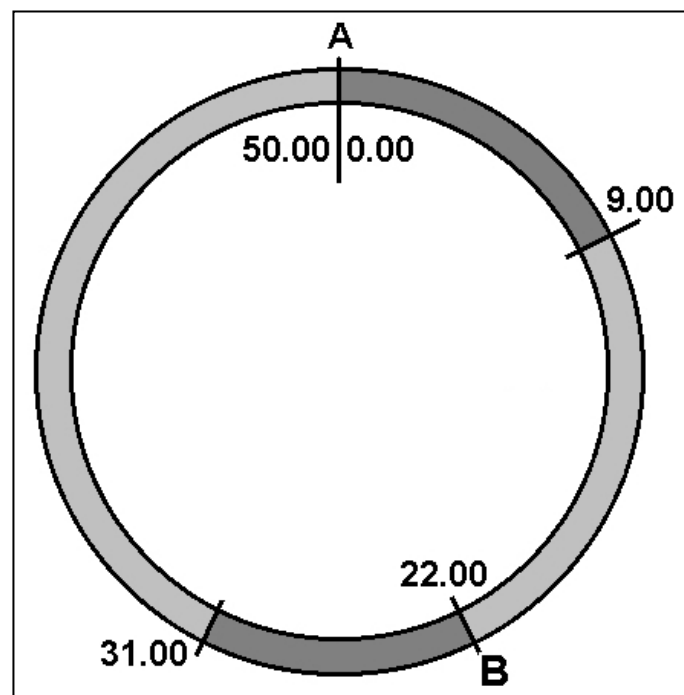
**C** = Duración del ciclo (seg).  
**G** = Tiempo de verde (seg).  
**I** = Período intermedio (seg).

En dicha expresión, el período intermedio corresponde a la fase principal “roja” y a todos los transitorios (incluyendo como tales las extensiones del verde o del rojo que se utilizan para dar continuidad al cambio de fase). El tiempo de verde es, evidentemente, la fase principal “verde”.

El análisis se puede completar obteniendo los tiempos de cambio de fase (**F**) y el esquema de las fases (**figura 4.13**), tal y como se comentó en el *apartado 3.2.3*:

<b>Tabla 4.19. Análisis de las fases.</b>					
FASE	I	G	F	F+I	F+I+G
A	9	13	0	9	22
B	9	19	22	31	50

**Figura 4.13. Esquema de fases.**



## Capítulo 5: Componentes de los semáforos.

### ÍNDICE.

- 5.1. Introducción histórica.
- 5.2. Componentes de los semáforos.
- 5.3. Conservación.
  - 5.3.1. La norma UNE 135401 EX.
  - 5.3.2. Tipos de mantenimientos
  - 5.3.3. Otras recomendaciones.

### 5.1. INTRODUCCIÓN HISTÓRICA.

Tal vez los primeros sistemas de señalización inventados por el ser humano fueron las fogatas hechas por los hombres primitivos, utilizadas bien para encontrar el camino de regreso a casa, bien para que los pescadores encontraran la costa. Se conoce la existencia de dichas hogueras desde hace más de 2600 años, siendo la más famosa la del Faro de Alejandría, construido 280 años antes de Jesucristo; se alzaba en la bahía de Alejandría y alcanzaba una altura de 134 metros, pero fue destruido en el siglo XIV.

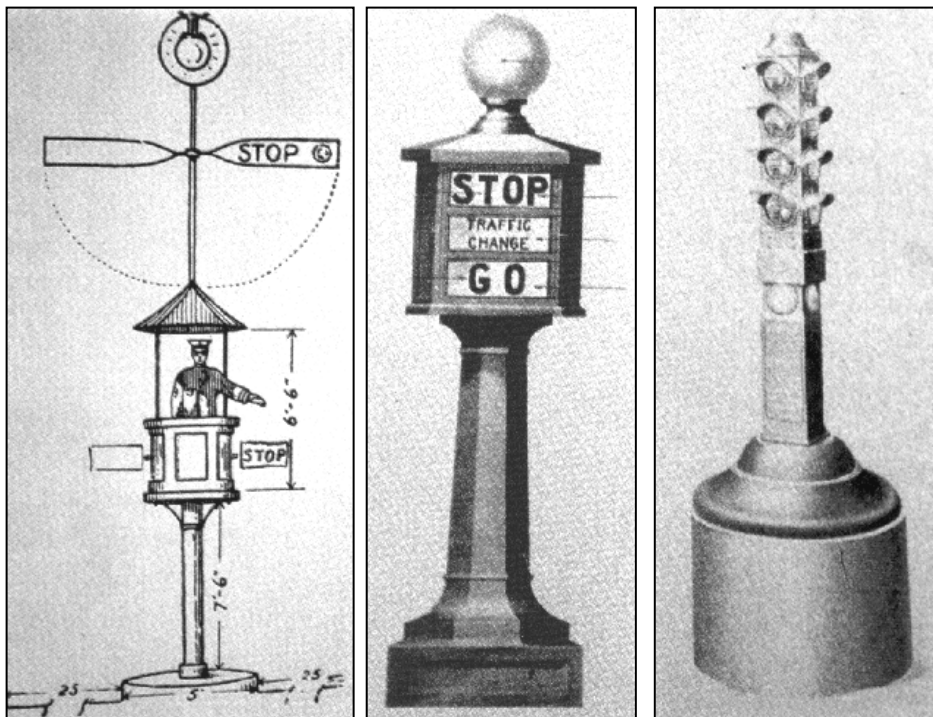
**Figura 5.1. El Faro de Alejandría.**



La figura es un grabado de Maarten van Heemskerck.

A finales del siglo XIX, un obrero de Bradford (Inglaterra) construyó un artilugio con el que se proponía controlar el tráfico mediante luces de colores, utilizando lámparas de aceite que alternativamente aparecían y desaparecían por medio de un obturador. Intentó persuadir al gobierno de las ventajas de su invento, pero éste estaba convencido de que únicamente los policías podían manejar y controlar el tráfico. Aun así, la primera señal semafórica del mundo que utilizaba luces de diferentes colores fue instalada a mediados de diciembre de 1868 en una intersección cercana al parlamento inglés. Sus luces, verdes y rojas, estaban iluminadas con gas y se cambiaban manualmente por un agente de policía. Esta tipología tuvo una vida breve, pues el aparato solía explotar poco después de ser instalado. Tal vez por ello, en 1912 se instalaba en París, en el cruce de las calles Montmartre y Gran Boulevard, un kiosco de bronce para dirigir el tráfico (ver **figura 5.2**).

**Figura 5.2. Los primeros semáforos.**



En esta época se utilizaron muchísimo en Estados Unidos los semáforos operados manualmente. Sus lentes, rojas y verdes, estaban iluminadas por lámparas de queroseno. Las palabras GO y STOP figuraban en blanco. Su control se efectuaba por medio de un agente de policía, que tocaba el silbato a cada cambio. Estos semáforos se colocaron en el punto central de las intersecciones de los distritos comerciales y en las salidas de las fábricas (**figura 5.3**).

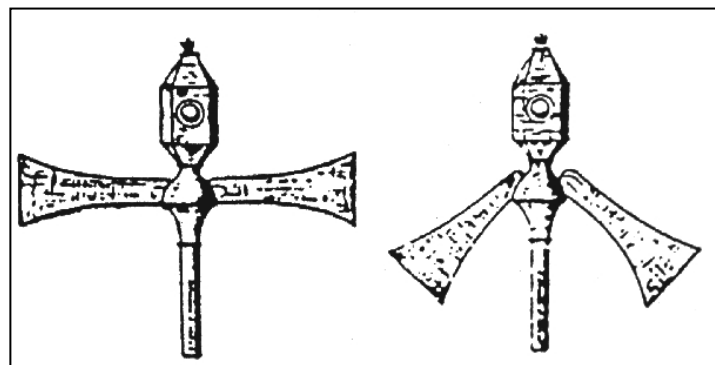
**Figura 5.3. Semáforos operados manualmente.**



En 1914, se colocaron en Cleveland (EE.UU.) unos semáforos que podían manejarse manual y automáticamente. En el momento del cambio de rojo a verde sonaba una campana para avisar al tráfico. En la estación de bomberos se disponía de un interruptor que permitía neutralizar el semáforo en momentos de urgencia. Al año siguiente se instaló en Louisville un sistema semafórico debido a las quejas de los vecinos por los perturbadores ruidos de los silbatos de la policía.

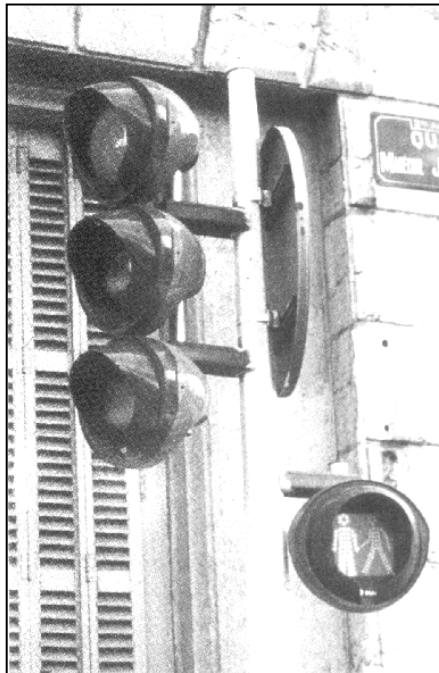
Otra tipología eran los denominados semáforos de brazos (**figura 5.4**). Este semáforo permitía la circulación continua de los vehículos, salvo cuando sus brazos se extendían horizontalmente (significaba STOP) y cuando bajaban a un ángulo de 45 grados (significaba PRECAUCIÓN). De noche, se encendía una luz roja para dar el STOP y una luz verde para dar a entender la PRECAUCIÓN.

**Figura 5.4. Semáforos de “brazos”.**



El primer sistema de señalización eléctricamente interconectada se instaló en Salt Lake (EE.UU.) en marzo de 1917. Se componía de una plataforma de metal montada sobre un pedestal y que se ubicaba en el centro de las intersecciones. Estas torres se utilizaron con profusión en los años venideros hasta que se descubrió que eran una de las causas de la congestión del tráfico debido al amplio espacio que ocupaban (ver **figura 5.2**).

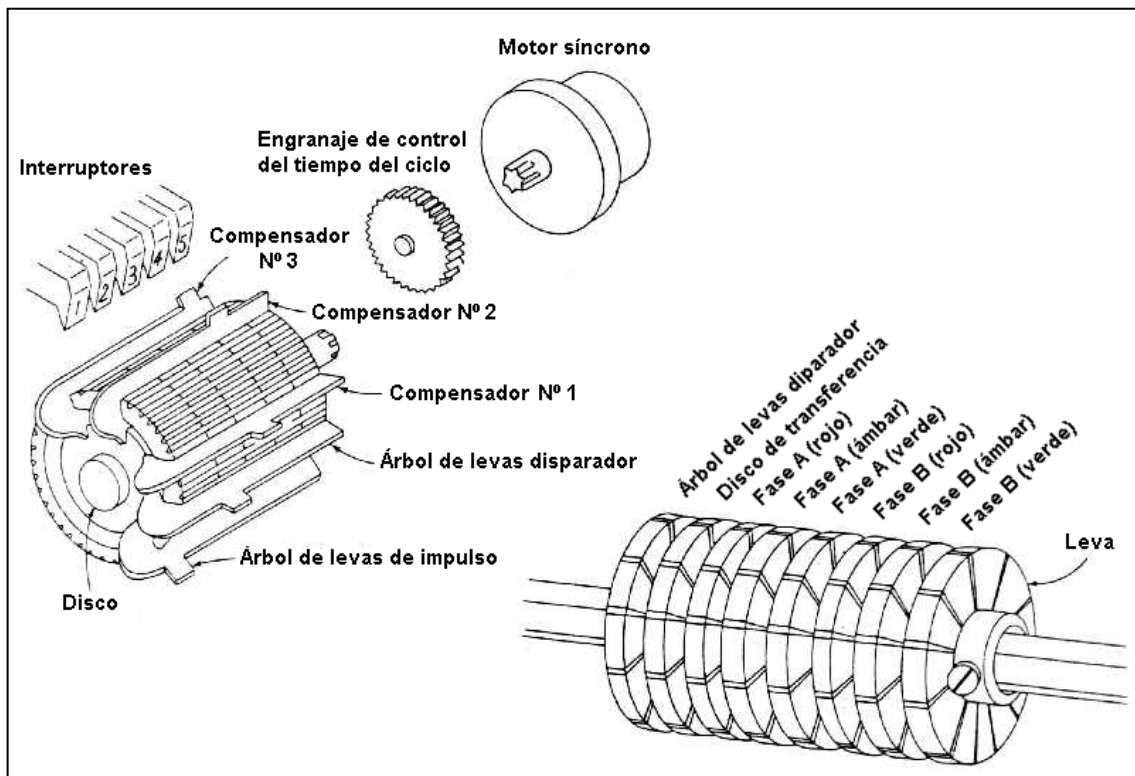
**Figura 5.5. Los semáforos de luces y su posterior evolución.**



Al año siguiente hizo su aparición la señal de ámbar en la londinense calle de Picadilli Circus (Inglaterra), que sería adoptada en EE.UU. a partir de 1925. En 1924 aparecía en Los Ángeles (EE.UU.) un reloj de semáforo, es decir, un indicador que mostraba al conductor el tiempo de STOP y GO que quedaba, lo que también ayudaba al peatón a decidir cuando podía cruzar la calle con seguridad. En 1926 se instala el primer semáforo en Madrid.

Los primeros semáforos modernos permitían el paso de los vehículos usando una secuencia fija de intervalos de igual duración, pero pasados los años, sus reguladores predeterminados electromecánicos se sofisticaron y se consiguió usar ciclos de diferente magnitud y duración en las puntas de tráfico crítico. Una configuración típica del regulador consistía en tres reglajes que proporcionaban distintos ciclos para el periodo punta de la mañana, el periodo punta de la tarde, y el resto del día (esquema “three-dial”, **figura 5.6**).

Figura 5.6. Regulador de tiempos fijos.

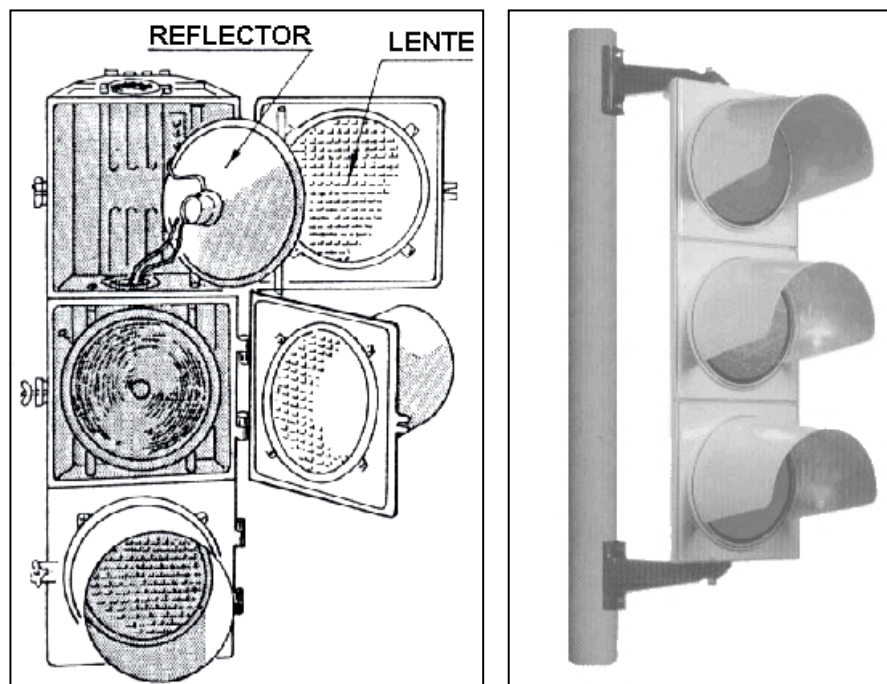


Los adelantos técnicos consiguieron que la unidad de control respondiera simultáneamente a la aparición del vehículo, surgiendo el concepto de operación accionada por el tráfico. El uso de microprocesadores se popularizó a finales de la década de los 70, aumentando las posibilidades funcionales: esquemas multifase, cambios de ciclo según el periodo del día, implementación de subrutinas internas, etc. En la actualidad, los microcircuitos eléctricos y la tecnología de computadoras origina reguladores más universales y fiables, en los que se puede implementar cualquier tipo de control en el semáforo, que además incluiría sofisticados planes multifase y secuencias de ciclo variable.

## 5.2. COMPONENTES DE LOS SEMÁFOROS.

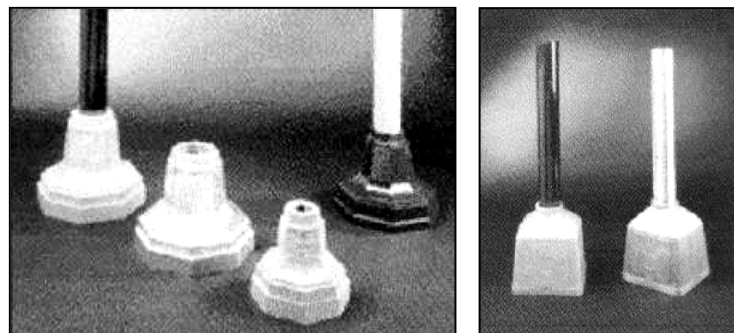
En líneas generales, los semáforos están formados por una **base** sujeta al suelo, un **poste**, un **regulador** y un **elemento de señalización** (formado a su vez por la **carcasa**, las **lámparas**, los **reflectores** y las **lentes**). La combinación de estos elementos origina diferentes tipologías de semáforos.

**Figura 5.7. Elemento de señalización de un semáforo.**



Aunque existen semáforos sustentados por hilos, la tipología más extendida es aquella que utiliza base y poste. Ambos pueden ser fabricados con hierro gris, aluminio o acero, y los acabados más frecuentes son el galvanizado, pintado, imprimado, natural o acabado en epoxi.

**Figura 5.8. Postes y bases.**



La **base** está fabricada de una sola pieza en todo su perímetro circular para conferirle mayor resistencia. Posee unas cartelas a modo de contrafuerte que la unen con una pletina de anclaje cuadrada de 400 mm de lado, con perforaciones en sus vértices para alojar los



correspondientes anclajes. Se utilizan formas cuadradas, hexagonales u octogonales y van provistas de tornillos de acero.

La fabricación de estos elementos se lleva acabo de acuerdo con las especificaciones que dan las normas de cada país. Así, por ejemplo, la norma ASTM regulan los materiales (norma ASTM A48 para el hierro gris, ASTM B179 para el aluminio, etc.) y las dimensiones de las bases (ver **figura 5.9.**); en España, la UNE 135331/1998 especifica los colores a emplear en los soportes y en las zonas no retroreflectantes.

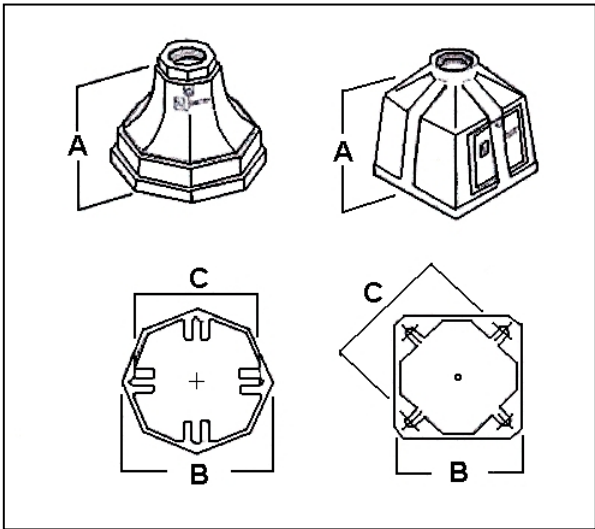


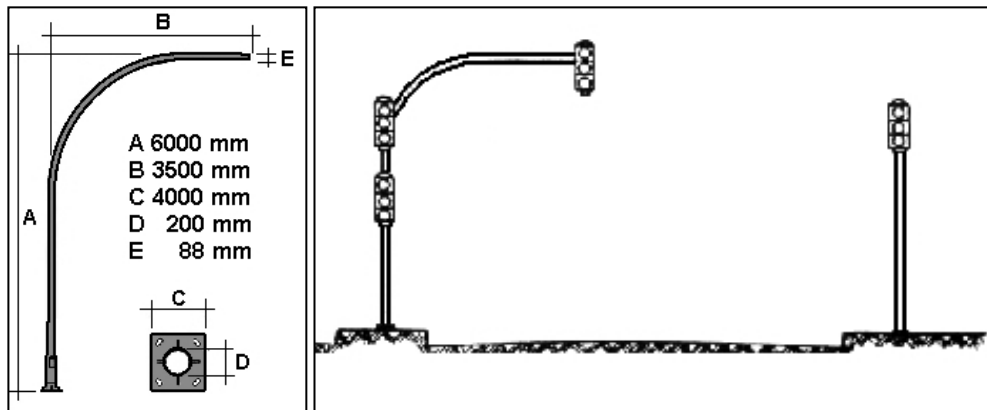
Figura 5.9. Dimensiones de las bases.

Tabla 5.1. Dimensiones de las bases.					
BASE	MATERIAL	PESO	A	B	C
Octogonal	Acero	70 lbs	14.50"	17.50"	11.00" ó 14.50"
	Aluminio	28 lbs			
Cuadrada	Acero	70 lbs	15.50"	13.75"	11.00" ó 14.50"
	Aluminio	23 lbs			

De la base arranca el *poste* que sirve de soporte al elemento de señalización. Suele ser de forma octogonal o cilíndrica, distinguiéndose principalmente la tipología en “columna” y en “báculo” (**figura 5.10**). Ambos modelos poseen una puertecilla en su parte inferior, protegida de la entrada de agua por un pequeño voladizo, por la que se accede a una pequeña pletina situada en su interior y dispuesta para la conexión a tierra. Inicialmente las columnas estaban fabricadas con tubos de hierro galvanizado, pero hoy en día se diseñan columnas de poliéster con fibra de vidrio, que presentan grandes ventajas frente a las anteriores, tales como

un total aislamiento térmico, gran facilidad de montaje y mantenimiento (pueden durar años sin necesidad de aplicar una capa de pintura), y una alta resistencia a la corrosión si se recubren con lacas de poliuretano.

**Figura 5.10. Semáforos en columna y en báculo.**

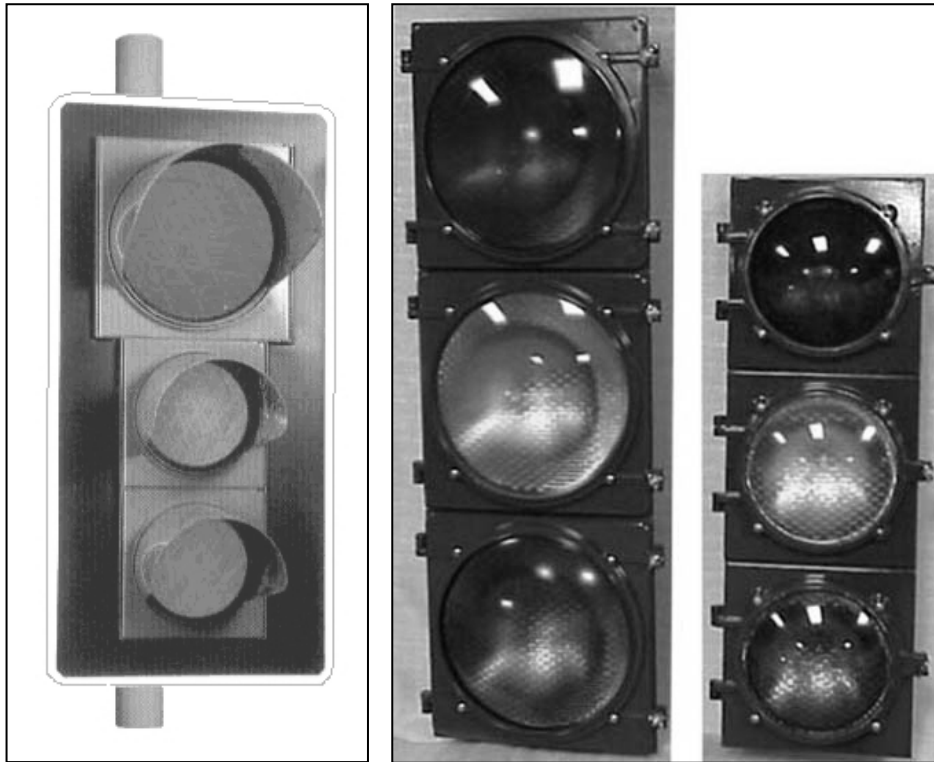


Los semáforos en báculo están protegidos con chapas de acero galvanizado de varios milímetros de espesor. Su altura puede alcanzar los 6 m, con un saliente cuya longitud oscila entre 3.5 m y 6.5 m en función de la punta intercambiable que llevan incorporada y que permite la adecuación de las dimensiones del báculo a las características particulares de cada instalación (llegan a soportar pesos de hasta 80 kg aplicados en su extremo sin sufrir deformaciones excesivas). Se fabrica a partir de conos de 2 m de longitud máxima perfectamente soldados entre sí, existiendo además abrazaderas y manguitos de refuerzo en su parte interior para la perfecta unión de los distintos conos.

Las **carcasas** se fabrican con aluminio fundido o plástico (policarbonato). Las primeras deben ser pintadas tanto en el momento de su elaboración como a lo largo de su vida útil, mientras que las de plástico mantienen el color durante su uso. La unión al báculo se realiza por medio de manguitos y tuercas, y la orientación adecuada se consigue a través de una corona dentada que permanece inmóvil una vez apretados los elementos de unión. La parte frontal suele estar formada por una portezuela donde va alojada la lente. Dicha portezuela se fija al cuerpo mediante bisagras laterales pivotantes y se cierra, si la carcasa está fabricada con policarbonato, gracias a una lengüeta de flexión; mientras que si la carcasa fuese de aluminio, el elemento de cierre sería un tornillo. En cualquier caso, tanto la lente como la portezuela disponen de juntas de estanqueidad formadas por elastómeros de silicona que impiden la entrada de polvo o agua en el interior. Un elemento característico de estas carcasas son las **viseras** o **pantallas de contraste**, cuya misión consiste en reducir los efectos producidos por la

incidencia de los rayos solares sobre los ojos de los conductores, creando alrededor de los focos del semáforo una zona sin iluminación solar que los enmarque y produzca el suficiente contraste con la luminosidad solar para distinguir mejor las luces de los semáforos.

**Figura 5.11. Carcasa con y sin viseras.**

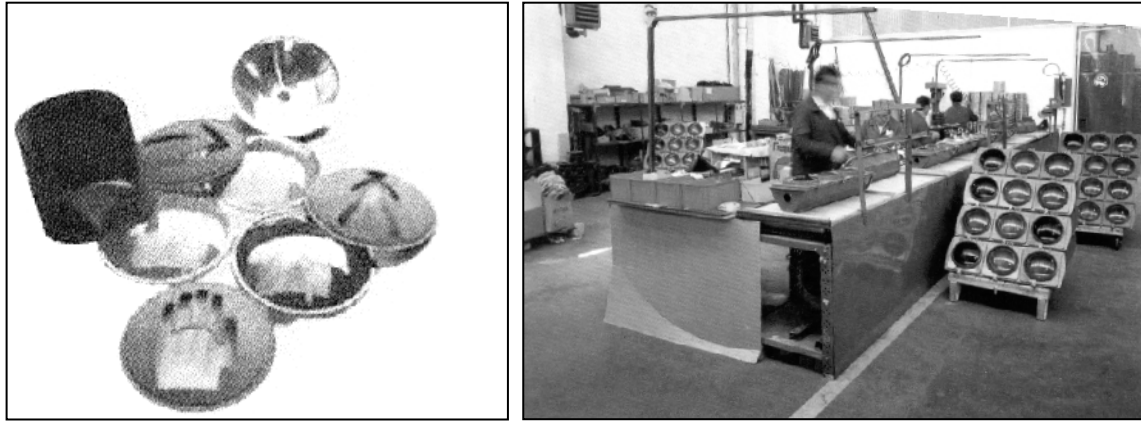


En el interior de la carcasa están ubicadas las **lentes de señalización**, diseñadas para dar color a la luz y direccionarla adecuadamente, de manera que sea bien identificada por el conductor. La superficie exterior de la lente es de forma convexa y su acabado es liso para evitar la acumulación de suciedad, mientras que la superficie interna es cóncava y está diseñada para emitir la luz de la lámpara a la carretera del modo más eficaz posible. Están fabricadas con vidrio o con materiales plásticos: las primeras son más pesadas y son más frágiles ante impactos, pero proporciona una mejor transmisión de la luz; las lentes de plástico destiñen e incluso pueden llegar a fundirse cuando se usan bombillas eléctricas de gran potencia, pero son más ligeras y resistentes. Es característico que algunas lentes lleven una flecha en su superficie para indicar la dirección a la que se le está concediendo el paso. Se disponen tres tipologías:

- Flecha en relieve, con superficie de difusión prismática uniforme y la marca en opaco en la superficie interna de la lente.
- Flecha marcada con una capa opaca en la superficie exterior de una lente normal. Esta segunda opción necesita de un especial cuidado en la orientación de la lente.

- Uso de una máscara de metal, del mismo tamaño que la lente y con un símbolo de flecha recortado y que se pone delante de la lente.

**Figura 5.12. Lentes de señalización y detalle de la fabricación del semáforo.**



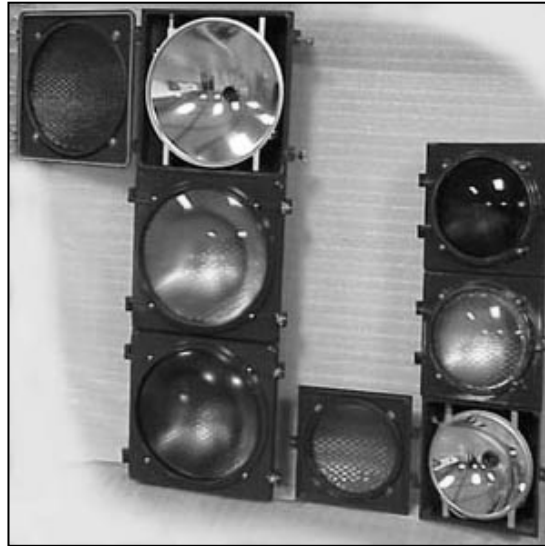
Las **lámparas de señalización** están diseñadas para que su vida útil sea lo más larga posible en condiciones medioambientales desfavorables, así como para soportar las vibraciones provocadas por el viento o por el tránsito de vehículos pesados. Su filamento incandescente suele tener forma de “U” o de “W”, con el lado abierto apuntando hacia arriba para no calentar la parte superior de su sección. La potencia de las bombillas utilizadas en semáforos va desde 70 a 116 W, con un intervalo de tensión entre 220-240 V y con una vida útil teórica de 8000 horas. Es conveniente conocer ciertos conceptos que definen sus especificaciones técnicas:

- **Light centre length:** distancia desde el centro del filamento a la punta de la base de la lámpara. Una longitud inadecuada produce una iluminación desigual de la lente.
- **Rated initial lumens:** media de la cantidad de luz producida por una muestra de lámparas que operan a voltaje tasado después de haber sido testadas durante un periodo comprendido entre el 0.5 a 1.0 por ciento de su vida útil.
- **Rated life:** promedio de horas de incandescencia para una muestra de lámparas que operan a voltaje tasado y definido según condiciones normalizadas. Todas las lámparas deben diseñarse para proporcionar un mínimo de 6000 horas de “rated life”.
- **Rated voltage:** voltaje de diseño de la lámpara. Si una lámpara opera a un voltaje superior al de diseño disminuye su vida útil pero aumenta su rendimiento lumínico.

Los **reflectores** son los dispositivos encargados de dirigir la luz a través de la lente. Su forma es parabólica, se fabrican con aluminio electroabrillantado y se diseñan para que el filamento de la lámpara quede ubicado en el punto focal de la parábola: de ahí la necesidad de definir una distancia desde el centro del filamento a la punta de la base de la

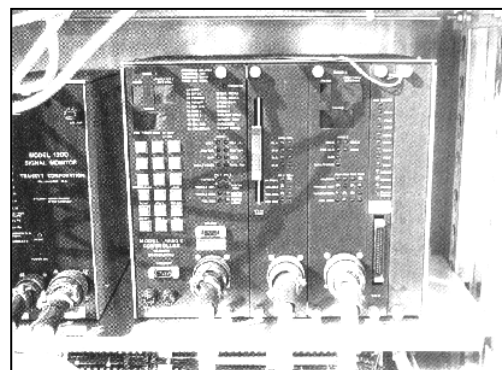
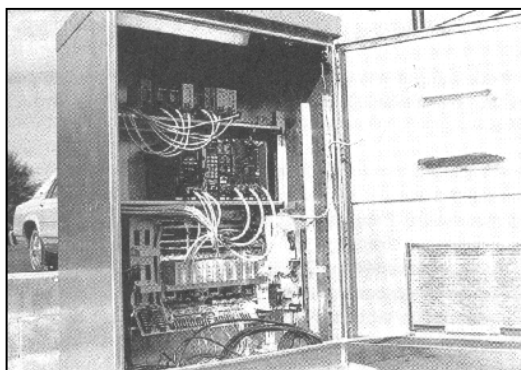
lámpara (light centre lenght). Otra misión adicional es la de minimizar el efecto deslumbrante del sol en colaboración con la lente y las pantallas de contraste.

**Figura 5.13. Reflectores.**



Están disponibles en tres materiales: vidrio reflectante, aluminio y plástico metalizado. El primero provoca una señal más intensa pero es poco resistente a los impactos; el fabricado con aluminio es más ligero y robusto, pero susceptible a la corrosión; el reflector plástico no se emplea en señalización de vehículos, sino en la peatonal.

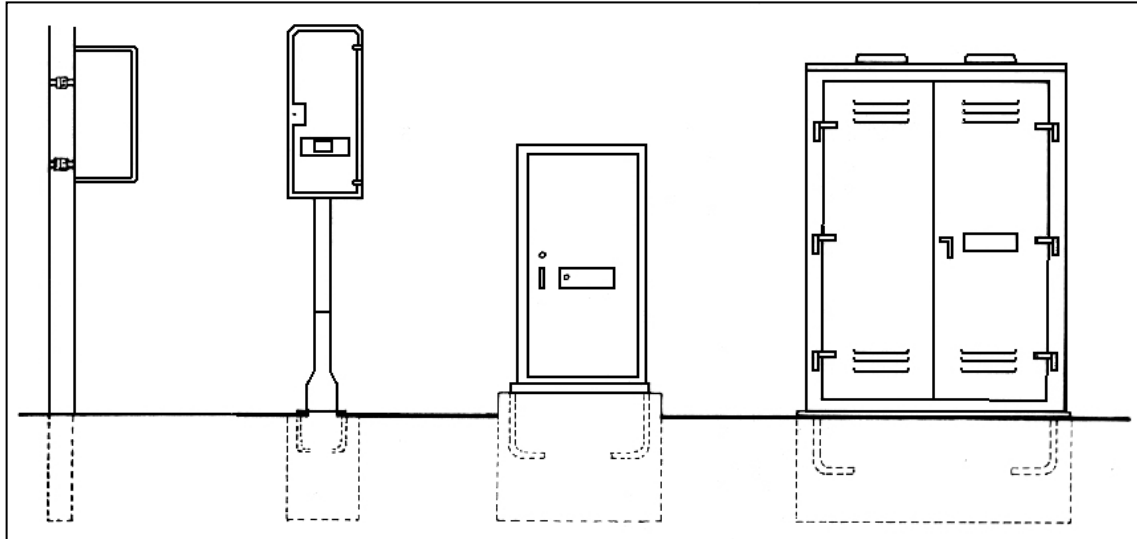
**Figura 5.14. Regulador del semáforo.**



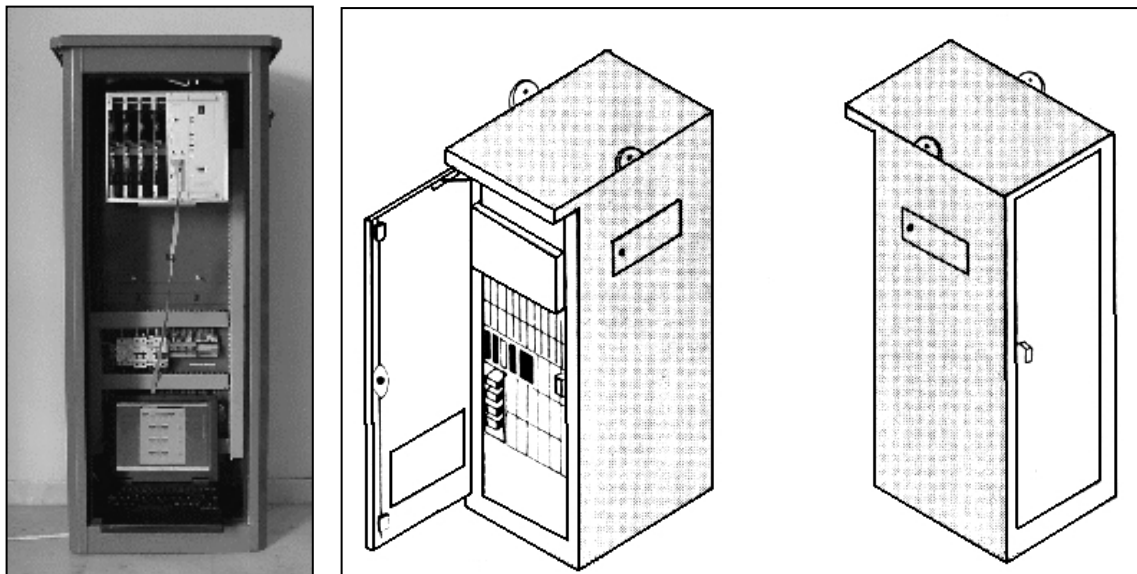
El **regulador** es el dispositivo encargado de dirigir el funcionamiento del semáforo, es decir, en él se programan sus fases, la duración de las mismas, el sistema de control, etc.

No se profundizará en estos momentos en su descripción, que se hará detalladamente en el siguiente apartado y en capítulos posteriores.

*Figura 5.15. Distintas ubicaciones del regulador.*



*Figura 5.16. Detalle de la carcasa del regulador.*

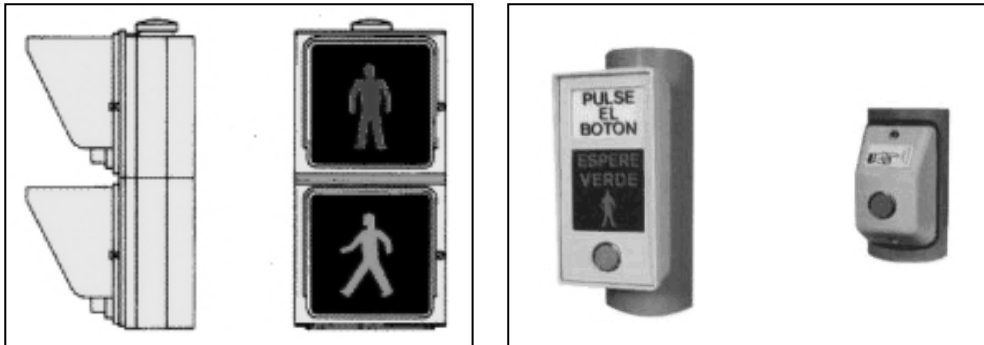


Para finalizar, las siguientes figuras muestran una serie de **accesorios** que se pueden encontrar en cualquier semáforo y que permiten vislumbrar la gran variedad de opciones que posee el ingeniero de tráfico para acondicionar la solución adoptada a las circunstancias específicas de cada intersección:

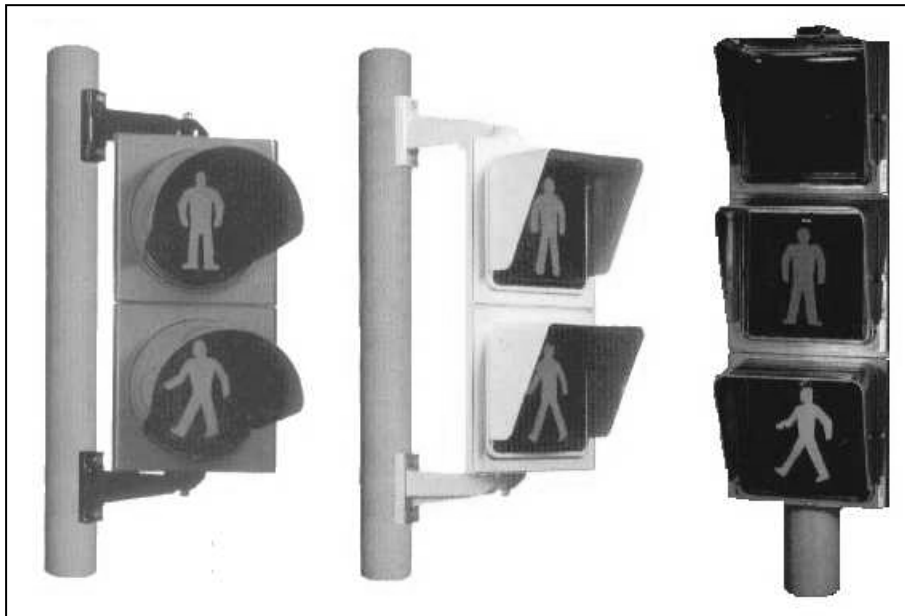
- Carcasas y pulsadores para semáforos de peatones.

- Lentes especiales.
- Dispositivos sonoros para invidentes.
- Carcasas de media altura.

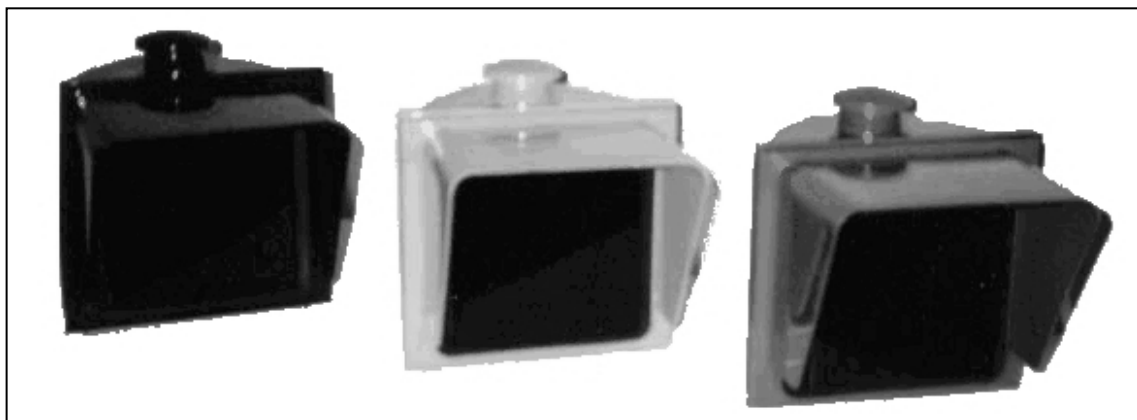
**Figura 5.17. Carcasa y pulsador para semáforos de peatones.**



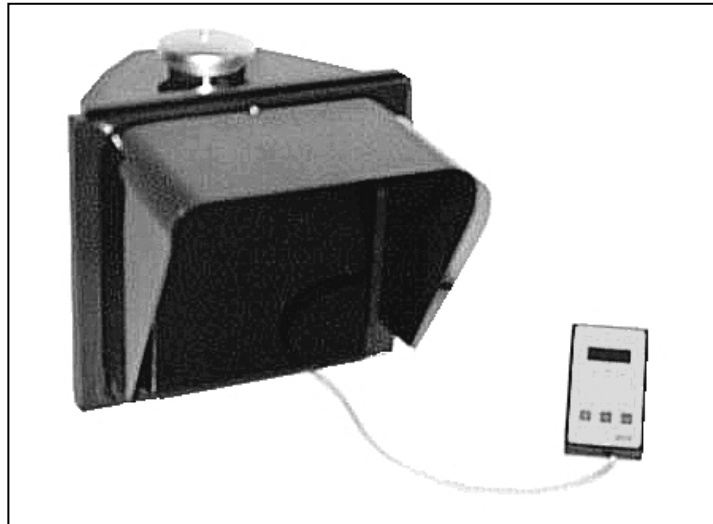
**Figura 5.18. Semáforos de peatones.**



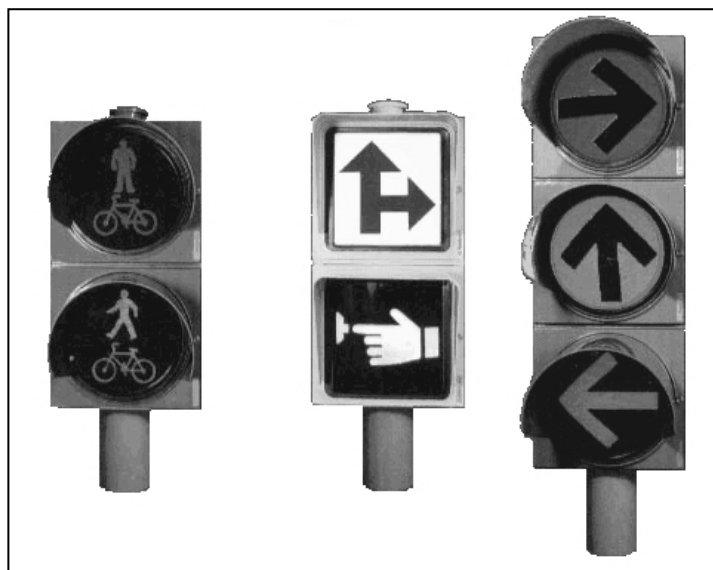
**Figura 5.19. Dispositivos sonoros para invidentes.**



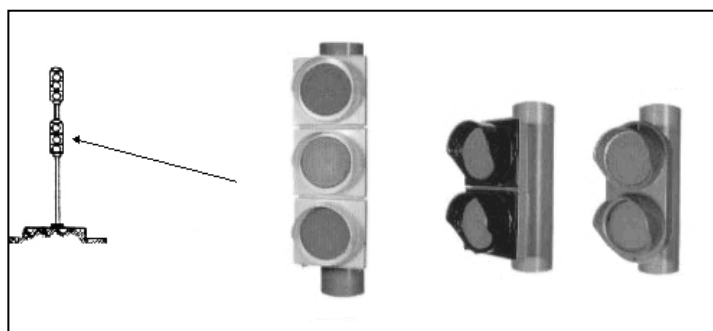
**Figura 5.20. Controlador del dispositivo sonoro para invidentes.**



**Figura 5.21. Lentes especiales.**



**Figura 5.22. Carcasas de media altura.**





### 5.3. CONSERVACIÓN.

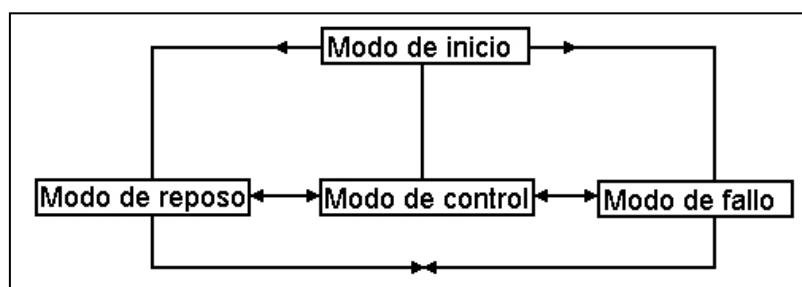
#### 5.3.1. La norma UNE 135401 EX.

Esta norma se circunscribe al estudio de los reguladores de los semáforos. Posee dos partes; en la primera, tras definir lo que es un regulador (“equipo encargado de gobernar los semáforos de un cruce”), define sus *características básicas* a través de los siguientes conceptos:

- **Requisitos de control.** En ellos se describen los modos de operación y métodos de control del regulador. Los *modos de operación* son cuatro: inicio (aquel que entra en funcionamiento tras la puesta en marcha del regulador o reinicio tras un fallo), control (el modo de funcionamiento habitual), reposo (se utiliza en situaciones excepcionales y, por ejemplo, coloca en ámbar intermitente el grupo de semáforos) y fallo (cuando no se cumpla alguno de los requisitos mínimos de seguridad).

Los *métodos de control* son la forma de actuar con las fases y los ciclos, y pueden ser: tiempos fijos (ciclo y fases están definidas de antemano y son inamovibles), actuado (ciclo y fases dependientes del tráfico existente), manual (definición in situ de los ciclos y fases), horario (de acuerdo con una tabla horaria previamente definida) y remoto (control centralizado de semáforos).

**Figura 5.23. Modos de operación.**



- **Requisitos de seguridad.** La seguridad consiste en prevenir fallos o mitigar las consecuencias de los mismos, y para ello se pretende que el regulador detecte la condición de fallo y pueda cambiar a un estado seguro para los usuarios de la vía pública. Para ello la norma define una batería de sistemas de seguridad, así como exige que el mecanismo tenga la

capacidad de verificar los fallos que puedan producirse e incluso almacenarlos para posteriores análisis.

- **Requisitos funcionales.** Son aquellos que describen las prestaciones del regulador: formas de entrada de datos (detectores, pulsadores, programas, etc.), forma de procesar la información, grupos semafóricos que interactúan, definición de las fases y duración, etc.
- **Requisitos de fiabilidad.** Todos los componentes deben estar diseñados correctamente, de sólida construcción y fabricados con los materiales adecuados. Además, su conservación debe ser la adecuada. Fiabilidad significa cumplir los requisitos funcionales, de control y de seguridad.

La segunda parte de la norma se encarga de definir los **métodos de prueba** que deben pasar los reguladores de los semáforos. Cabe destacar el hecho de que las pruebas deben ejecutarse en un orden específico, dando la norma las directrices oportunas para ello. Tras describir el equipo necesario, entra en materia y detalla el contenido de los siguientes ensayos:

- Pruebas de resistencia ambiental: prueba de aislamiento, vibraciones aleatorias, impacto, grado de protección, calor seco, frío, calor húmedo, radiación solar.
- Pruebas eléctricas: salidas a semáforos, prueba de entradas externas, prueba de salidas externas, circuitos de interconexión de comunicaciones.
- Pruebas de seguridad eléctrica: puesta a tierra, etiquetado, acceso a tensiones peligrosas, protección contra riegos de incendio, rigidez eléctrica.
- Pruebas de seguridad del tráfico: salidas a semáforos, baja tensión, tensión de puesta en marcha, corte de suministro, fluctuaciones en el suministro.
- Pruebas funcionales: método de control de tiempos fijos, método de control manual, método de control actuado, método de control semiactuado, método de control horario, método de control remoto.

### 5.3.2. Tipos de mantenimiento.

Se pueden distinguir tres formas de acometer la conservación del sistema semafórico: mantenimiento preventivo, reparación después de fallo y las modificaciones de diseño. Estas últimas (las **modificaciones de diseño**) están orientadas a la realización de mejoras debidas a múltiples motivos, como pueden ser la corrección de un problema recurrente, la adaptación del funcionamiento del semáforo a los cambios de las características del tráfico, el desarrollo de nuevos modelos más competitivos y resistentes, nuevos valores estéticos, etc.

El ***mantenimiento preventivo*** consiste en una inspección periódica de las instalaciones y acarrea una serie de procedimientos específicos cuyo fin es el de mantener el semáforo en óptimas condiciones de funcionamiento. De este modo, los componentes defectuosos pueden reemplazarse o repararse antes de que fallen, pero también incluye operaciones de inspección, limpieza y reparación. Es habitual registrar las actuaciones ejecutadas y su distribución temporal para predecir la futura evolución del sistema. Los principales trabajos de prevención son:

- Sustitución de lámparas (periodicidad anual).
- Limpieza de lentes y reflectores (periodicidad anual).
- Revisión de las juntas de estanqueidad y lubricado de bisagras (periodicidad anual).
- Comprobación de la correcta ubicación de los elementos (periodicidad anual).
- Sustitución de elementos defectuosos (periodicidad anual).
- Chequeo de los botones de los pulsadores de peatones (periodicidad semestral), limpieza de la lente (periodicidad anual) y sustitución de la lámpara (periodicidad anual).
- Chequeo de la instalación eléctrica y del cableado (periodicidad semestral).
- Control del funcionamiento del regulador según la norma UNE 135401 EX.
- Revisión de soportes: consiste en la inspección del estado del revestimiento exterior, posible tratamiento anticorrosión (cinc líquido o lacas de poliuretano), repintado, comprobación de la parte interior de la carcasa (periodicidad anual).
- Revisión de abrazaderas, manguitos, anclajes, aislamiento eléctrico (periodicidad anual).

La ***reparación después de fallo*** es un mantenimiento de emergencia que se realiza cuando algún componente se rompe o funciona incorrectamente. Persigue responder de la manera más rápida posible a necesidades específicas como lámparas fundidas, averías en los reguladores, desperfectos por accidentes, causas meteorológicas, vandalismo, etc.

### **5.3.3. Otras recomendaciones.**

Puesto que el punto anterior se ha centrado en la descripción del regulador, a continuación se efectúan unos breves comentarios sobre el mantenimiento y conservación del resto de elementos que componen un semáforo. Como ya se ha mencionado, las ***carcasas*** fabricadas en policarbonato, en principio, no necesitan pintarse, pero si hubiera que hacerlo la pintura no debe extenderse sobre el sellado de estanqueidad, pues pierde tal propiedad e incluso se vuelve frágil. El acceso a dicha carcasa se efectúa mediante una escalera adecuada si se encuentra instalada sobre un poste o mediante una guía articulada en el caso de semáforos situados en ménsula.

Dicho *poste* suele ser de acero recubierto de plástico y no requiere de atención regular; las estructuras en ménsula se diseñan específicamente para minimizar las tareas de mantenimiento.

Sin duda alguna, los elementos más efímeros de un semáforo son sus *lámparas*. En el Reino Unido, por ejemplo, se suelen emplear unidades de halógeno de tungsteno de bajo voltaje, 50 W de potencia y 3000 horas de vida nominal (frente a las 5000 u 8000 horas de las unidades de otros países, entre ellos España). Esto, en la práctica, representa unos seis meses de vida útil. Sin embargo, no todas las lámparas se desgastan por igual: algunas están encendidas más tiempo que otras y, por lo tanto, tienen menor duración. Así, las luces de “prohibido el paso para los peatones” (y consecuentemente las de “verde” para los vehículos) están encendidas la mayor parte del tiempo y se funden prematuramente, lo que acarrea un ciclo de sustitución más frecuente. Curiosamente, las luces “ámbar” son las que están encendidas menor tiempo, pero esto provoca que nunca alcancen la temperatura correcta de funcionamiento y su vida útil sea similar al resto de unidades.

Un problema de difícil solución es el cambio de lámparas. Lo habitual es la sustitución periódica de todas las lámparas, debido a la molestia que implicaría tener que sustituir una a una cada unidad en el momento que se estropee. Pero, ¿cuándo realizar dicha sustitución?. ¿Cuándo falle una o antes de que falle alguna?. En cualquier caso, los ciclos de cambio deben supervisarse y estudiarse en profundidad. Una posible condición a imponer sería que los fallos aislados no excedan el 1,5% al año de todas las lámparas, pues superar esta cifra significa unidades mal fabricadas, mal instaladas o sustituidas en el ciclo inadecuado.

Aunque en esta exposición no se han descrito como elementos de un semáforo, los detectores de vehículos (ver *Capítulo 6*) son mecanismos encargados de registrar el paso de los coches por una determinada sección y así, por ejemplo, permitir que el semáforo responda a la demanda del tráfico en cada momento. Por lo tanto, también son unidades que requieren de conservación y mantenimiento y, de hecho, sus fallos son muchas veces los responsables del incorrecto funcionamiento del semáforo. Se aconseja la utilización de cables robustos, especial cuidado en su instalación y la incorporación de sistemas capaces de detectar fallos.

Otro aspecto a destacar son los daños propiamente físicos que puede sufrir la instalación semafórica a lo largo de su vida útil. Conectando con lo expuesto en el párrafo anterior, las obras en la carretera pueden dañar los detectores, especialmente los de lazo. Por otra parte, las

excavaciones también pueden causar cortes en el cableado e incluso estropear los circuitos de los reguladores.

Asimismo, ciertas condiciones climáticas pueden resultar funestas para la instalación semafórica, circunstancia que, como se ha visto, se ha tenido en cuenta a la hora de redactar la norma española UNE 135401 EX.

Pero el ejemplo más claro de daño físico sobre un semáforo es el de los accidentes de circulación. Los postes de los semáforos son golpeados frecuentemente por los vehículos accidentados, y la mayoría de las veces es necesaria una rápida intervención para proteger los cables no dañados.



## Capítulo 6: Captura básica de datos.

### ÍNDICE.

- 6.1. Introducción.
- 6.2. Métodos de aforo.
  - 6.2.1. Clasificación.
  - 6.2.2. Aforos manuales.
- 6.3. Aforos automáticos.
  - 6.3.1. Características generales.
  - 6.3.2. Tipos de detectores.
  - 6.3.3. Clasificación funcional. Ubicación de los detectores.

### 6.1. INTRODUCCIÓN.

Un *aforo* es una medida del número de vehículos o peatones que atraviesan la sección de una carretera. Cuando se refieren a una unidad de tiempo, se habla de intensidad de tráfico; dependiendo del intervalo de tiempo escogido se obtendrá la intensidad media diaria (**IMD**), intensidad hora punta, etc.

En el planeamiento de una intersección (o de una vía de tráfico) y en el desarrollo de planes horarios para la explotación de los semáforos, el conocer las intensidades de hora punta, tipos de vehículos, número de peatones, etc., ayudará a elegir el diseño que dé la solución adecuada al problema existente. Para ello es necesario realizar una serie de campañas de aforo con el fin de obtener todas estas variables con la mayor exactitud posible, y con ellas deducir una serie de aspectos importantes de la demanda de tráfico, tales como su intensidad y composición.

El conteo de los vehículos se puede hacer de una forma *automática* o de una forma *manual*. Los aforos automáticos suponen la colocación sobre la calzada de unos detectores que se activan por el paso de los vehículos y registran el suceso. Los aforos manuales tienen su justificación cuando se trata de conocer datos relativos a movimientos de peatones, en intersecciones de peatones, o en intersecciones donde el número de movimientos a medir sea considerable. La gran ventaja de los automáticos sobre los manuales reside en la facilidad que presentan los primeros en el tratamiento de los datos recogidos.

## **6.2. MÉTODOS DE AFORO.**

### **6.2.1. Clasificación.**

En general, según la forma de realizarlos, los métodos de aforo pueden ser *manuales* o *automáticos*. Sin embargo, atendiendo a la composición del tráfico se puede distinguir entre *aforos sin descomposición*, *aforos por tipo de tráfico* o *aforos por clases de tráfico*. Y según la frecuencia con que se realizan las mediciones, se tienen aforos *permanentes*, *periódicos* u *ocasionales*.

La elección del método a utilizar dependerá de los medios disponibles y de los datos que se quieran evaluar en cada caso. Se ha de tener en cuenta que, en lo referente a intersecciones semafóricas, algunos aforadores automáticos no registran los movimientos de giro o la composición del tráfico, mientras que los manuales son completos pero también más complicados de utilizar si la intensidad es muy elevada o si se precisa de un conocimiento continuo de la misma. De esta manera, lo más aconsejable sería combinar aforos automáticos con aforos manuales periódicos.

### **6.2.2. Aforos manuales.**

Se utilizan cuando es necesario conocer datos relativos a movimientos de peatones o en intersecciones donde el número de movimientos a medir sea considerable. Los aforos de vehículos pueden ser con descomposición del tráfico, de manera que se anota tanto el número como la clase de vehículos. Además, pueden realizarse en los dos sentidos de circulación o considerando la suma de ambos.

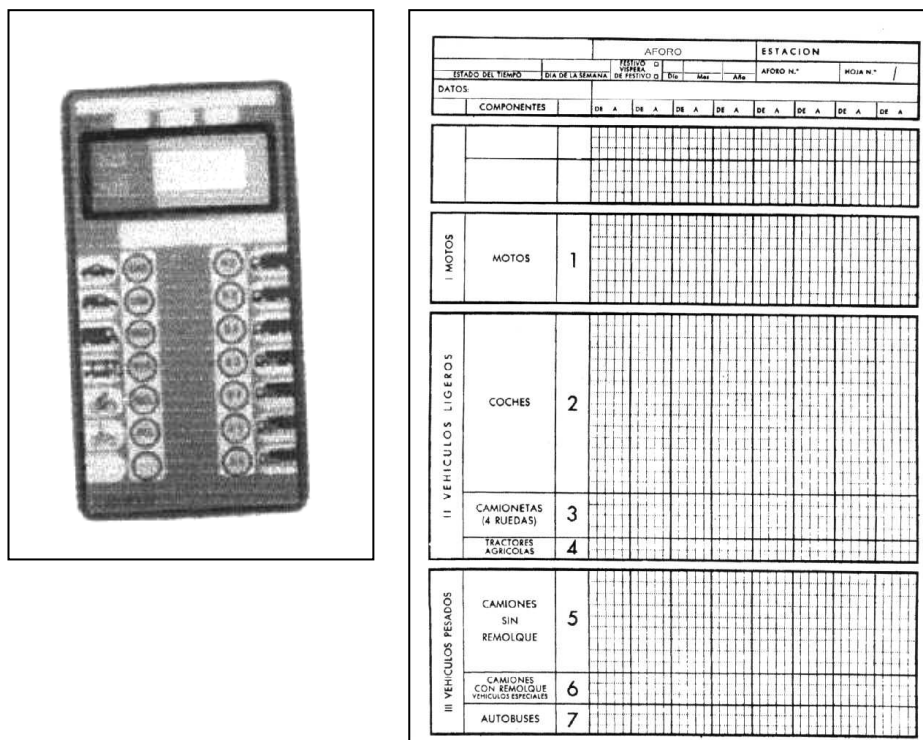
Lo realiza un observador que anota en un impreso especial los movimientos registrados en la sección de estudio. Dicho impreso permite almacenar una importante cantidad de datos con gran celeridad, aunque también se utilizan contadores manuales montados sobre bandejas especiales y aparatos electrónicos para la introducción manual de datos (que sustituyen a los impresos de papel). Estos últimos son muy fáciles de usar, más seguros y generan menos errores, además de incluir programas informáticos que analizan los datos introducidos, ahorrando tiempo y trabajo al operador. Los datos anotados por el observador se agrupan por *periodos básicos de tiempo*, que en un plan de aforos normal suele ser de una hora, aunque en estudios específicos se pueden utilizar intervalos variables entre 15 y 5 minutos.



Conviene hacer hincapié en la conveniencia de que la banda horaria de medición sea siempre la misma (por ejemplo de 6 a 22 h.) y en que debe especificarse la distribución temporal de peatones y vehículos, es decir, a que hora pasó cada determinado tipo de vehículo, o bien si era un peatón. La experiencia indica que para intensidades de tráfico superiores a **2000 veh/h** resulta complicado la realización de aforos manuales prolongados, aun empleando observadores expertos. Lo aconsejable es que la intensidad sea inferior a **800 veh/h por observador**. Otras desventajas de la realización de aforos manuales son las siguientes:

- ***Personal necesario.*** Si las intensidades horarias son elevadas o si se busca información simultánea de varios movimientos o de tipos de vehículos, se requiere de varios observadores. Como se ha mencionado, la experiencia aconseja no pasar de 800 veh/h por observador, pues el aforo manual exige una gran concentración por parte de los operarios.
- ***Fiabilidad de los observadores.*** Al realizar aforos manuales la experiencia de los observadores es fundamental puesto que un error en sus contajes puede desvirtuar los resultados y con ello el ajuste de los datos de explotación.
- ***Preparación de los datos para su posterior estudio.*** La obtención de aforos manuales conlleva un trabajo adicional posterior: los datos obtenidos se introducen en programas estadísticos y gráficos que se utilizan posteriormente en el estudio del tráfico.

**Figura 6.1. Impreso y aparato electrónico para la realización de aforos manuales.**



Una alternativa en la realización de aforos manuales consiste en la grabación con una cámara de vídeo o bien con una cámara de TV en circuito cerrado de la totalidad del cruce. De esta forma un sólo observador puede realizar los conteos mediante la monitorización de la grabación. Desgraciadamente, existen muy pocos cruces cuyas condiciones sean las ideales para poder grabar simultáneamente todos los movimientos que se producen en su interior.

Una variante de este método consiste en utilizar fotografías sucesivas para medir intensidades y velocidades de vehículos y peatones, así como densidades y grado de ocupación de la calzada, pero es un procedimiento poco usual por tratarse de un proceso costoso y lento.

Otro procedimiento consiste en realizar aforos desde un vehículo que circula dentro de la corriente del tráfico, registrando de esta manera los datos de intensidad y velocidad media del tráfico de forma simultánea. Este sistema se utiliza como complemento de otros estudios de tráfico o para obtener información rápida, siendo un método fiable para el conocimiento del tráfico global de la zona.

### **6.3. AFOROS AUTOMÁTICOS.**

#### **6.3.1. Características generales.**

El aforo automático consiste en colocar unos aparatos contadores en la sección de la vía que van registrando los vehículos que la atraviesan. Básicamente, dichos aparatos contadores están formados por:

- Un **sistema detector**: cualquier dispositivo capaz de registrar y transmitir los cambios que se producen, o los valores alcanzados, en una determinada variable del tráfico o de la vía.
- Un **sistema registrador** o **contador** encargado de traducir las señales enviadas en números que representen los vehículos que han pasado por la sección de control. Pueden ser mecánicos, semielectrónicos o electrónicos.

En un caso hipotéticamente ideal, el sistema de detección debería ser capaz de medir, en tiempo real, los siguientes parámetros: el paso de vehículos (presencia), su volumen (contaje), su velocidad, su aceleración, el intervalo entre vehículos, la densidad del tráfico, el tamaño de los vehículos (clasificación), la longitud de cola, y el tiempo de ocupación y tipología (composición del tráfico)

Evidentemente, no existe ningún detector o conjunto de detectores con tales prestaciones que sea utilizable en la práctica, no ya desde el punto de vista de imposibilidad técnica, sino porque el coste sería absolutamente desproporcionado. En vista de lo cual, a la hora de la verdad, sólo se mide una selección de los parámetros mencionados en función del tipo de estrategia que se vaya a implementar. Los más utilizados son: contaje de vehículos, intervalo, presencia, ocupación y velocidad.

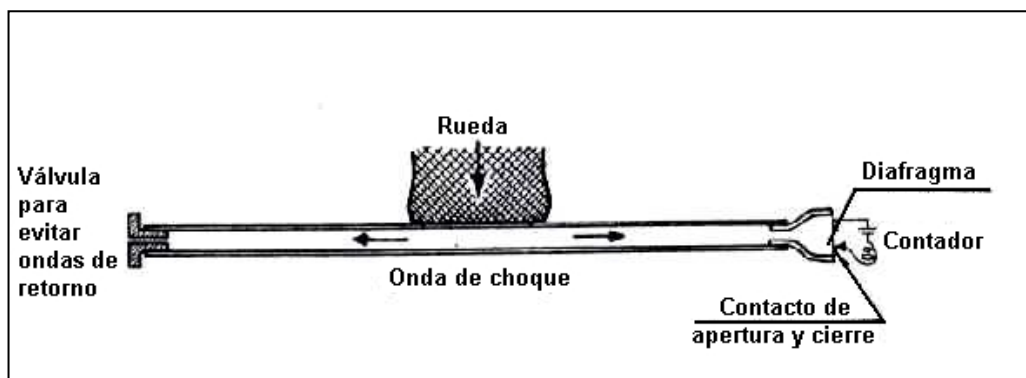
### 6.3.2. Tipos de detectores.

#### a) *Detector neumático.*

Elegida la sección de la carretera a aforar, se instala, perpendicularmente al eje de la vía y cubriendo todo el ancho de la calzada, un tubo de goma hueco de 15 mm de diámetro exterior y 7 mm de diámetro interior (también puede ser de media caña, aumentando la adherencia sobre el firme y evitando su desplazamiento con el paso de los vehículos). La sujeción al pavimento se realiza, en un extremo, con una abrazadera especial que se obtura para que no pueda salir el aire contenido en el aparato. Tras tensar el tubo, el otro extremo se sujeta con otra abrazadera y se conecta al aparato contador por medio de una boquilla.

De esta forma, un vehículo, al pisar el tubo de goma, genera una onda de presión que se dirige hacia el aparato contador. Éste posee una membrana elástica que, accionada por la onda de aire, pone en contacto unos platinos, los cuales a su vez activan los transistores encargados de accionar el sistema contador. Para ello el aparato lleva alojado en su interior una batería eléctrica de 6 voltios (**figura 6.2**).

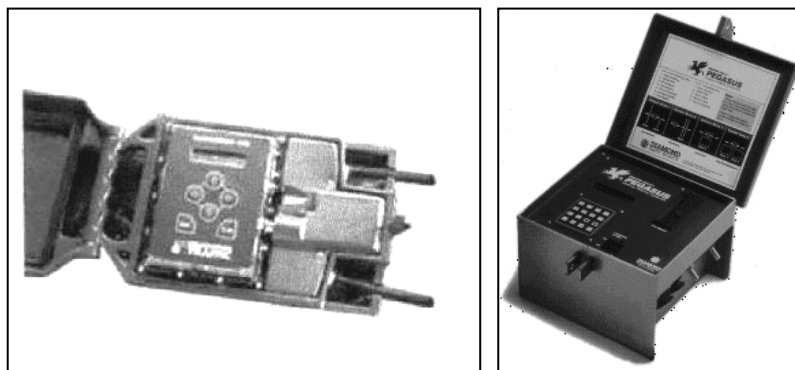
**Figura 6.2. Detector neumático.**



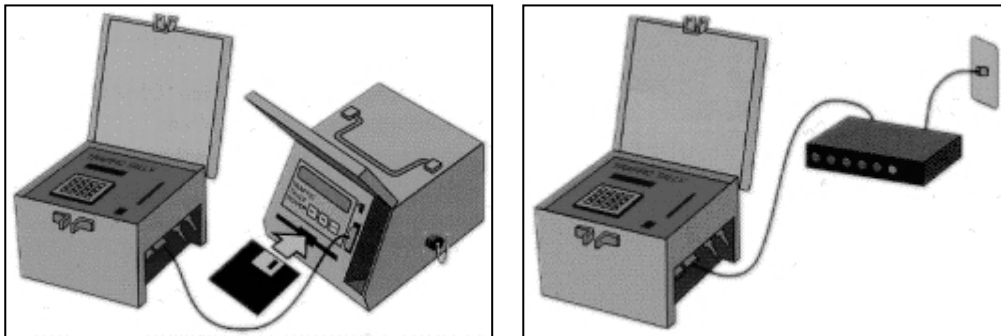
El aparato lleva acoplado un reloj electrónico, que se pone en hora al colocar la estación. Al marcar las horas en punto, el reloj, por medio de un interruptor, acciona un sistema mecánico que imprime en una hoja de papel el número de vehículos que han pasado durante la hora anterior. Inmediatamente después, el sistema se pone a cero, reiniciando el conteo de vehículos. Este tipo de contador se denomina de **registro horario**, aunque puede manipularse para registrar fracciones de tiempo inferiores a 60 minutos. Existe otro tipo de contadores más simples, que funcionan básicamente igual que el anterior pero que carecen de reloj, por lo cual no distinguen el tráfico horario; son los denominados **contadores totalizadores**.

Los detectores de presión han sido sustituidos por los electromagnéticos (que también pueden ser provisionalmente instalados sobre el pavimento) debido a que su mantenimiento debe ser constante (al ir colocados sobre la calzada su deterioro es continuo) y a que su precisión no es tan grande como la de otros sistemas. Sin embargo, es posible conectarlos a un sistema de control centralizado sin ser preciso grandes esfuerzos ni grandes cantidades de dinero, lo cual a la larga suele ser rentable. Además, su utilidad es enorme cuando se trata de situaciones no permanentes, dada su extrema facilidad de transporte e instalación y su escaso coste de funcionamiento (baterías) (**figura 6.3**).

**Figura 6.3. Distintos modelos de contadores neumáticos.**



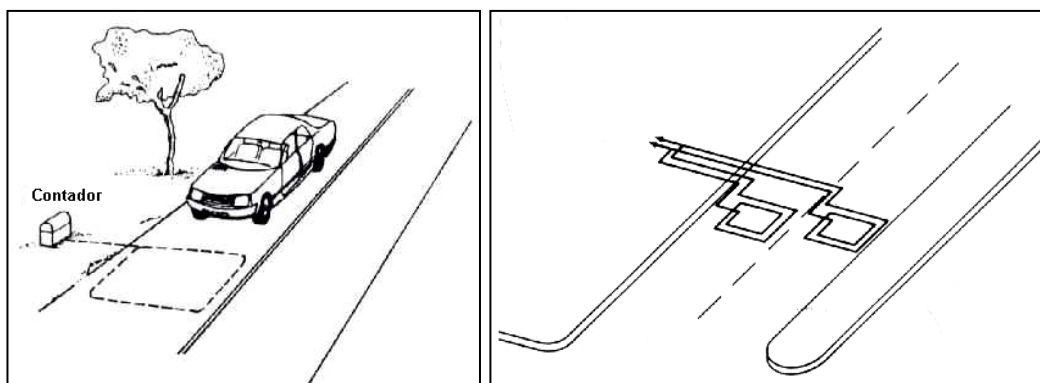
Recientemente ha surgido una nueva generación de detectores de presión, que no utilizan sistemas de conteo por reloj electrónico sino que incorporan programas informáticos que analizan los datos medidos e incluso permiten obtener tablas y gráficas representativas de los mismos. Existen distintos modelos, en función de los parámetros que se quieran obtener, cuyo software puede ser manipulado in situ (a través de una pantalla y de un panel de control) o en un PC. El aparato de control se introduce en una carcasa de aluminio de alta resistencia pero relativo poco peso, lo que facilita su transporte (**figura 6.4**).

**Figura 6.4. Esquemas de conexión regulador-contador.****b) Sensores de presión.**

Consisten en contadores eléctricos de bajo voltaje que van embebidos en planchas de goma fácilmente instalables de forma provisional sobre el pavimento. Sus prestaciones son similares a las de los detectores neumáticos, con la ventaja de su mayor durabilidad, siendo además su mantenimiento más sencillo. El mayor inconveniente estriba en que su rendimiento baja mucho en condiciones ambientales de intenso frío.

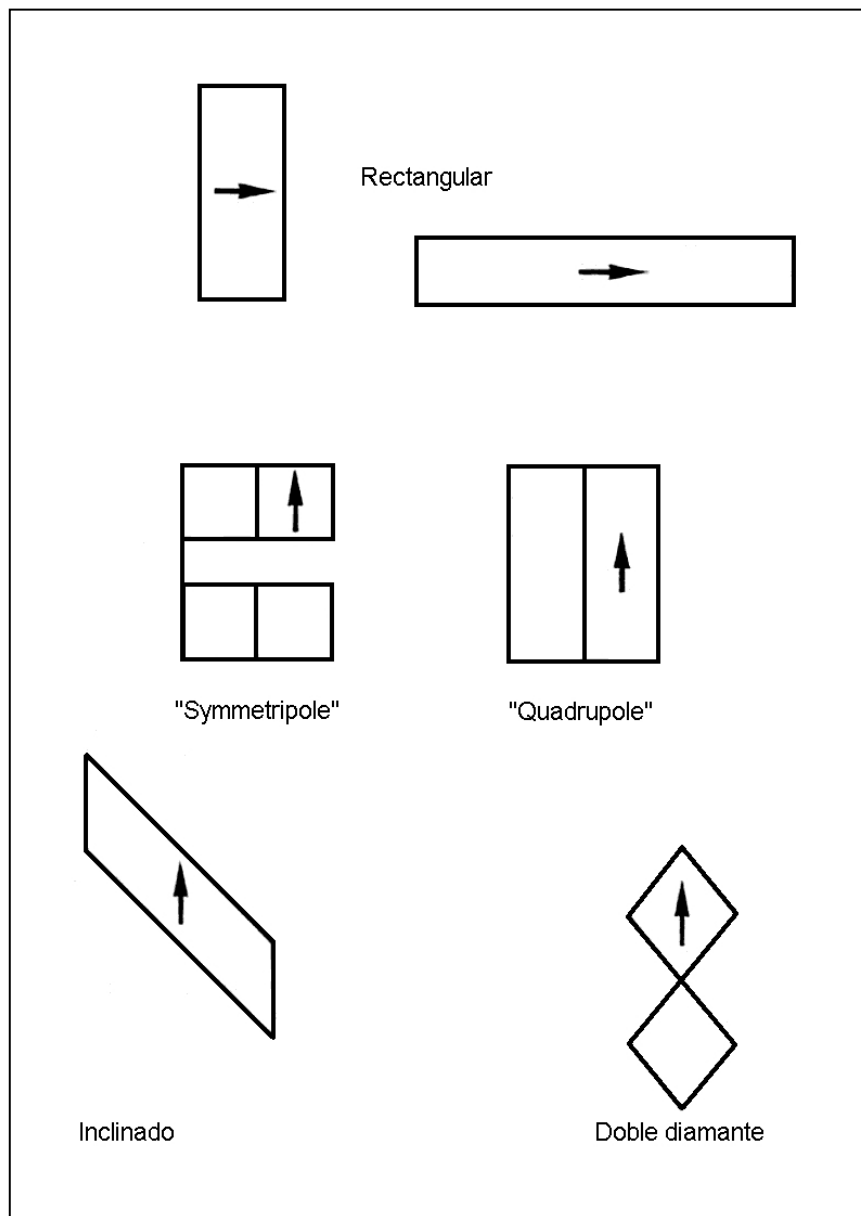
**c) Detectores de bucles de inducción o de bucles electromagnéticos.**

Un bucle de inducción es una espira formada por un cable eléctrico enterrado en el fondo de una ranura (de 50 mm de profundidad y 10 mm de anchura) que se practica en el pavimento, y que posteriormente se sella con algún tipo de resina epoxi o material bituminoso. Su forma en planta es la de un cuadrado, hexágono o rectángulo que abarca, a lo ancho, el espacio de un carril de circulación; a lo largo suele medir aproximadamente 2 metros (**figura 6.5**).

**Figura 6.5. Detector de bucles electromagnéticos.**

Al pasar un objeto metálico sobre el bucle, por el que circula una corriente eléctrica generada por baterías de 6 voltios, se produce una alteración en el campo magnético inducido por la espira, con lo que el circuito electrónico que va unido al detector es capaz de captar cualquier objeto metálico (vehículo) que pase por encima de aquél. Estrictamente hablando, este circuito electrónico que efectúa el conteo conforma el sistema registrador, denominándose en esta configuración *detector de pulsación o de contaje*; el bucle o espira, únicamente capaz de captar el paso del vehículo, constituye el sistema detector o *detector de presencia*.

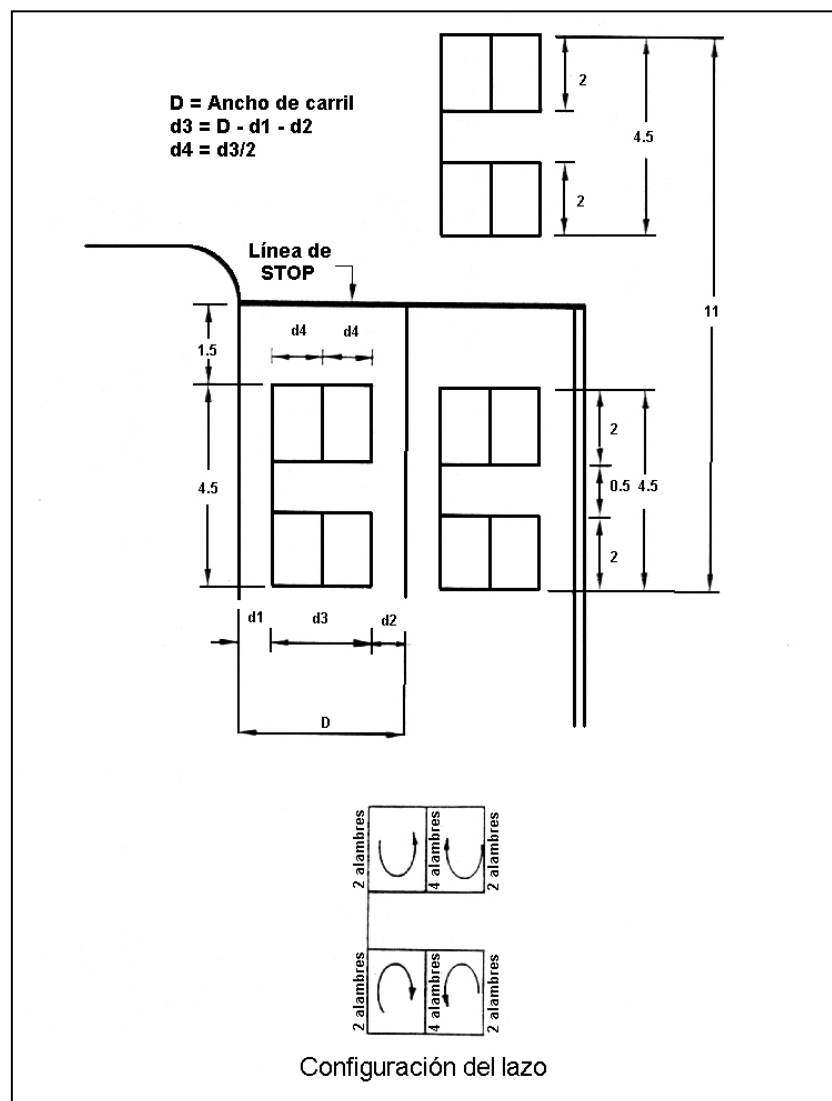
**Figura 6.6. Tipos de detectores de lazo.**



<b>Tabla 6.1. Dimensiones laterales de un detector de lazo "symmetripole".</b>			
Ancho del carril (D)	Distancia al borde del carril (en general)	Distancia a la divisoria central (d2)	Distancia a la acera (d1)
2.5 – 3.0	0.74	0.55	0.83
3.0 – 3.5	0.73	0.54	0.82
3.5 – 4.0	0.72	0.53	0.81
4.0 – 4.5	0.71	0.52	0.80
4.5 – 5.0	0.70	0.51	0.79
5.0 – 5.5	0.69	0.50	0.78

Estos detectores tienen forma de "lazo", pudiendo adquirir éste cualquiera de las tipologías mostradas en la **figura 6.6**. A mayores, en la **tabla 6.1** se especifican las dimensiones recomendadas de uno de esos modelos (ver **figura 6.7**).

**Figura 6.7. Esquema de colocación del lazo "symmetripole".**



Al igual que en los detectores neumáticos, la mayoría de los detectores electromagnéticos llevan incorporado un sistema que cancela el contador o la indicación de presencia cada cierto tiempo, llamado *período de integración o de restablecimiento (reset)*. Si se utiliza uno sólo se puede medir la presencia, el contaje, el tiempo de ocupación y el intervalo entre vehículos. Instalando varios detectores de este tipo en un mismo carril o aumentando su extensión a lo largo del mismo es posible medir, además, parámetros como la velocidad y la aceleración o identificar la tipología de los vehículos.

En la práctica, son los detectores más utilizados debido a que, además de las prestaciones mencionadas anteriormente, se deben añadir las ventajas que representan su alta fiabilidad y durabilidad, el hecho de que no obstruyen en absoluto la vía al estar enterrados y, finalmente, a que queda perfectamente definida su zona de influencia. Su único inconveniente es su alta susceptibilidad al deterioro o a la deformación del pavimento, e incluso suelen ser víctimas de diversas obras que, por diversos motivos, puedan producirse en la calzada (canalizaciones, reformas, refuerzos del firme, etc.).

#### ***d) Sensores de radar.***

Son detectores que se montan en antenas, bien sobre postes al borde de la calzada, bien sobre otros elementos aprovechables para tal fin (farolas, pasarelas para peatones, viaductos, etc.). Su funcionamiento se basa en el conocido efecto Doppler, generado por la alteración que sufre la frecuencia de las ondas emitidas al ser reflejadas por un objeto en movimiento, lo que permite medir volúmenes de vehículos (intensidad), aunque su utilización preferentemente se centra en la obtención de velocidades.

Sus mayores ventajas son: gran facilidad de su instalación, nula interferencia con el pavimento, y facilidad de traslado; por ello, su utilidad es evidente en instalaciones no permanentes. Las desventajas más importantes estriban en la necesidad de obtener una licencia para la emisión de ondas de radio y en la gran influencia que tiene en su correcto funcionamiento los fenómenos meteorológicos.

#### ***e) Sensores ondas sonoras (banda ultrasónica).***

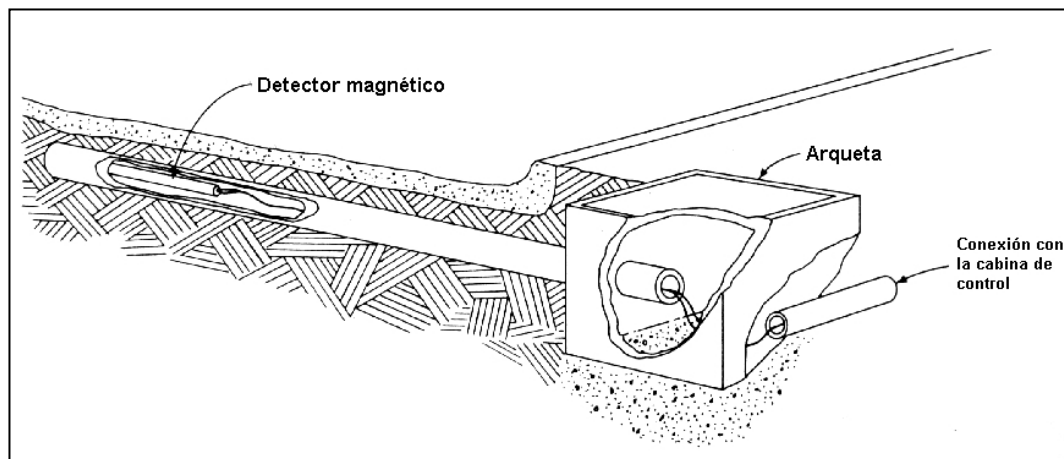
Son, en todos los aspectos, idénticos a los detectores de radar, salvo en el hecho de que no es preciso ningún tipo de licencia para su utilización, a parte lógicamente del tipo de onda electromagnética que usan.



**f) Bucles magnéticos.**

Consisten en dos polos magnéticos conectados entre sí formando un electroimán, que están enterrados en el pavimento y que son capaces de detectar la distorsión que sobre el campo magnético provoca el paso de una masa metálica por encima del detector (**figura 6.8**). Se utilizan fundamentalmente como detectores de presencia, aunque también sirven como contadores de volúmenes. En este sentido, poseen la ventaja sobre los bucles electromagnéticos de ser menos susceptibles al deterioro debido a alteraciones en el pavimento, puesto que son de mayor tamaño y van enterrados a mayor profundidad (**figura 6.9**). Por el contrario, no son útiles en la medición de otros parámetros dada su menor sensibilidad.

**Figura 6.8. Detector de bucles electromagnéticos.**

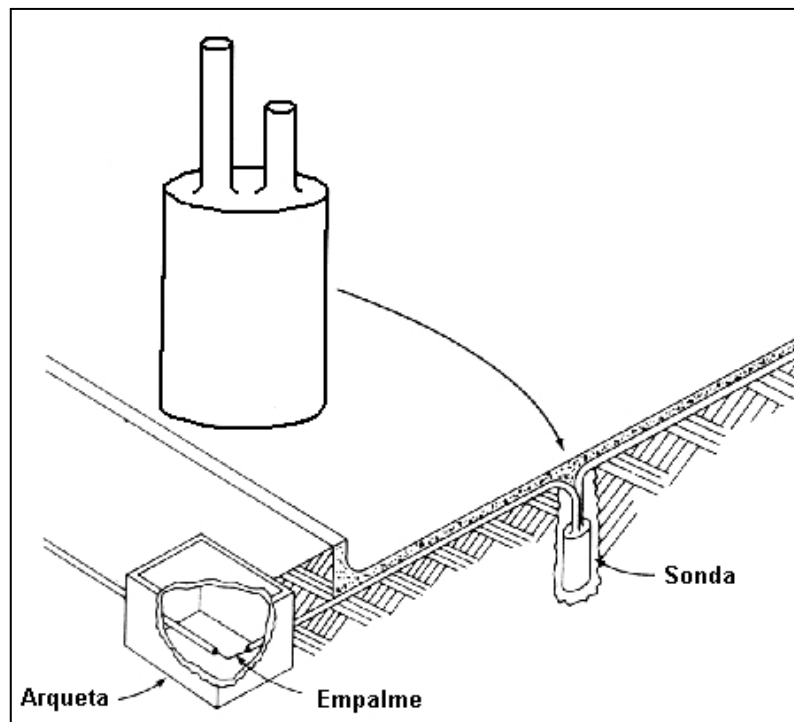


La **tabla 6.2** es un resumen de las principales prestaciones y utilidades de los seis distintos tipos de detectores que se han comentado hasta ahora. Cada instalación se ajusta a sus circunstancias particulares y en función de ellas es preciso elegir uno u otro sistema de detección, siendo a veces la mejor solución el utilizar varios de ellos combinados.

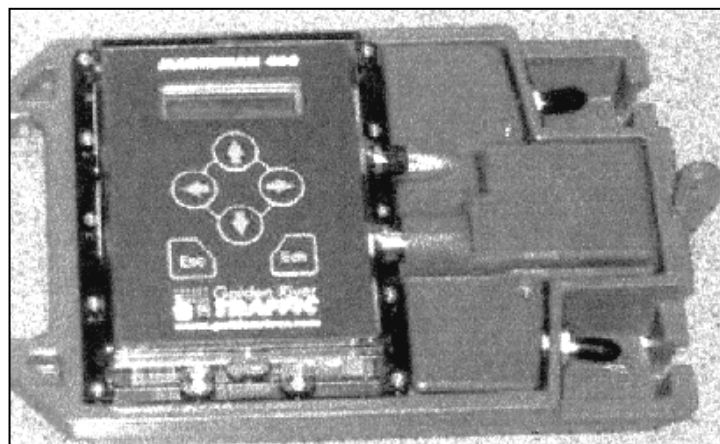
<b>Tabla 6.2. Comparativa entre los distintos métodos de detección.</b>						
Tipo	Parámetros mensurables					
	Volumen	Presencia	Ocupación	Velocidad	Coste	Fiabilidad
Electromagnético	B	MB	MB	P*	B	B
Radar	B	P	–	MB	MB	B
Ondas sonoras	B	P	–	B	MB	B
Magnéticos	MB	B	–	P*	MB	MB
Neumáticos	MB	–	–	P*	–	P
Presión	MB	–	–	P*	–	–

MB: Muy Bueno; B: Bueno; P: Poco útil; –: No miden ese parámetro; \*: Son necesarios dos detectores.

**Figura 6.9. Conexión del detector con el contador (sonda).**



**Figura 6.10. Contador de bucles electromagnéticos.**



Además de los detectores vistos hasta el momento, a partir del desarrollo de la tecnología de reflexión magnética de vehículos surge toda una gama de aforadores cuyo funcionamiento se basa en la alteración del campo magnético terrestre provocada por el paso de los vehículos en las proximidades de los sensores magnéticos. Son los denominados **aforadores de última generación**, que proporcionan una gran precisión en el registro de datos sin necesidad de disponer de sensores externos. Según su uso, pueden ser permanentes o portátiles .

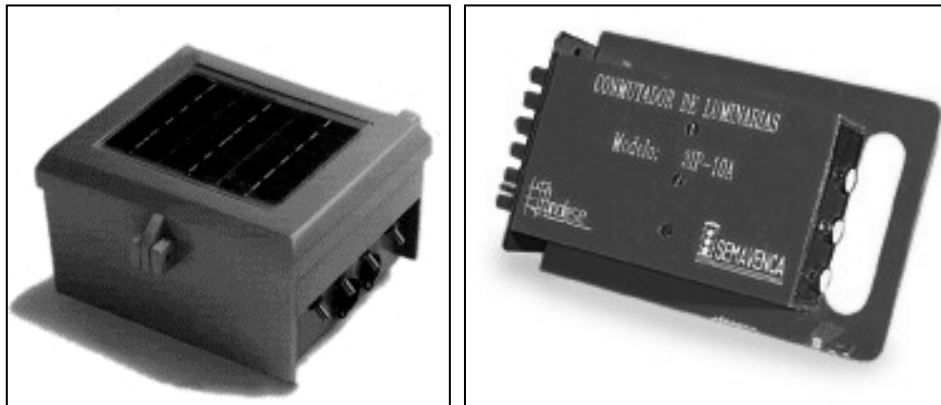
***g) Aforador permanente.***

Son detectores de tráfico ubicados dentro del firme, formados por una única pieza que incorpora un microprocesador y un radio transmisor de largo alcance. El primero controla las funciones de monitorización del tráfico, mientras que el transmisor envía los datos mediante un sistema inalámbrico. Su memoria es capaz de almacenar datos sobre el volumen del tráfico, intervalos de velocidades, clases de vehículo y la ocupación. Su instalación es rápida y sencilla, careciendo ésta de cableado. No necesitan ningún tipo de mantenimiento durante 5 años. Se utiliza como estación de aforo permanente para calcular la **IMD** en carreteras, accesos a centros comerciales, aeropuertos, aparcamientos, etc. También es capaz de proporcionar datos climatológicos (temperatura del pavimento, existencia de precipitaciones), ofrecer registro de velocidades (hasta 15 intervalos) y clasificar los vehículos según su longitud (hasta 8 tipologías). Puede formar parte de una red de control de tráfico formada por varios aforadores que envían datos a una estación central, comunicándose con ésta bien vía radio-transmisión, bien vía telefónica.

***h) Aforador portátil.***

Se emplea en la realización de estudios de tráfico de corta duración o que no requieran del cómputo de la velocidad y clasificación de vehículos. Están formados por un chip capaz de detectar los vehículos, unos circuitos multiproceso que mejoran su funcionamiento interno, y una memoria capaz de almacenar hasta 64 Kb (unos 16000 vehículos). Dicha memoria posee dos modos de funcionamiento. El **modo frame** almacena los datos en periodos de tiempo que pueden oscilar entre 1 y 120 minutos. El **modo secuencial** se utiliza para estudios en detalle, pues proporciona el instante preciso en que contabilizó el paso de cada vehículo, de manera que en un análisis posterior es capaz de informar sobre el espaciamiento, distancia entre vehículos y evolución del tráfico. Al igual que los permanentes, también ofrecen otras prestaciones como la clasificación de los vehículos en 15 intervalos de velocidades y en 8 longitudes, el registro de la temperatura del pavimento, o la existencia de precipitaciones. Son de gran precisión y carecen de elementos externos. Su tamaño es menor que una cuartilla (existen modelos de dimensiones similares a una tarjeta de crédito), poseen autonomía propia (pilas de litio) y están dotados con pantallas de cristal líquido para la recogida de datos (o bien la posibilidad de conexión a un PC). Una variante de estos detectores portátiles son las **tarjetas contadoras de tráfico**, cuyo uso fundamental es la recogida de datos en autopistas, siendo capaces de captar vehículos que circulen a 190 Km/h. También se emplean en estudios de tráfico donde impera la rapidez de instalación, precisión en el conteo y sencillez en el tratamiento de datos.

**Figura 6.11. Aforadores permanente y portátil.**



### 6.3.3. Clasificación funcional. Ubicación de los detectores.

Si se analiza un cruce aislado o un conjunto de cruces, y más específicamente en un sistema de control centralizado, el tipo de detector más utilizado es el electromagnético. No obstante, dependiendo de la función que vayan a realizar, los detectores se pueden dividir en:

- **Detectores estratégicos.** Estos detectores se utilizan para la medición de dos parámetros fundamentales: intensidad y tiempo de ocupación. Estos parámetros van a ser utilizados para el conocimiento del tráfico en un determinado tramo, facilitando posibles estudios posteriores de ingeniería de tráfico. En sistemas centralizados y cruces microregulados los datos aportados por este tipo de detectores se emplean para tomar decisiones con respecto a los parámetros de tráfico (cambios en el ciclo, desfase y repartos). La presencia de vehículos en estos detectores no va a provocar ningún tipo de acción en el regulador.
- **Detectores tácticos.** Los detectores tácticos sirven únicamente para medir presencias, ya que el paso de un vehículo sobre un detector táctico siempre va a provocar una acción en el regulador. Normalmente, las funciones de los dos tipos de detectores no se van a mezclar, pero en algunos casos (microregulación) un mismo detector puede ser estratégico y táctico.

Existen muchos criterios para determinar la correcta ubicación y el tamaño idóneo que deben de tener cada uno de los detectores de una instalación, así como para decidir cuál es el número óptimo de los mismos en cada uno de los accesos. Todas estas decisiones están relacionadas directamente con la estrategia de control que se vaya a utilizar y con la geometría del cruce, pero si bien esta última condiciona muchas veces la localización, es la estrategia de control la que, en última instancia, define qué parámetros se le deben suministrar y bajo que condiciones se debe llevar a cabo esta tarea. Por ello, cabe distinguir:

### ***a) Ubicación de detectores estratégicos.***

Si los detectores estratégicos van a servir únicamente para contabilizar la intensidad y el tiempo de ocupación, la ubicación puede ser cualquiera dentro del tramo que da acceso al cruce, siempre que esté, como mínimo, separado unos **50 metros** de la línea de parada del acceso. Esta separación es imprescindible para no desvirtuar los datos de ocupación, pues si el detector estuviera excesivamente próximo a la línea de parada, los vehículos detenidos en espera de su tiempo de verde se hallarían situados encima del detector, dando así un tiempo de ocupación que no sería real con respecto a las condiciones de tráfico existentes.

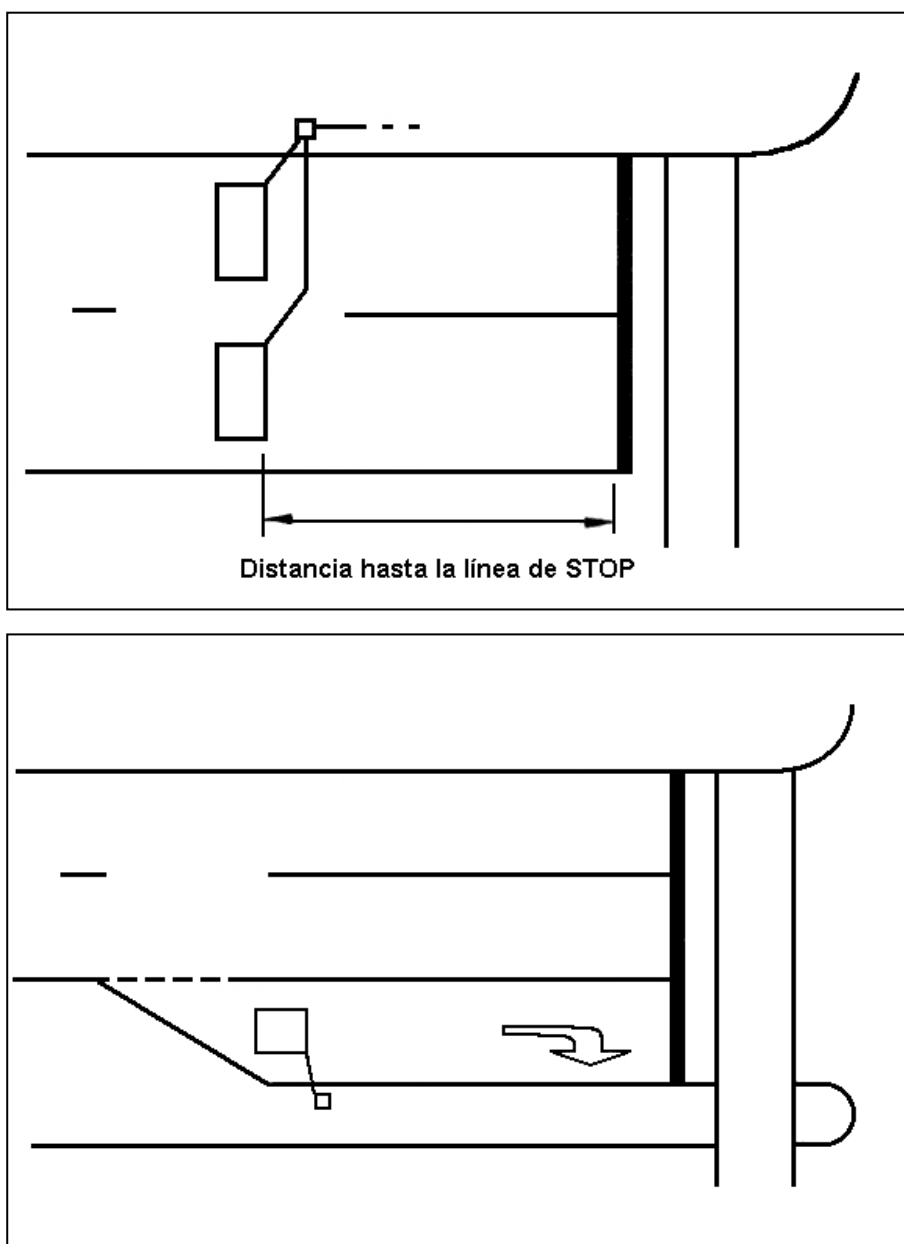
Si las medidas recogidas por los detectores estratégicos se van a utilizar para efectuar variaciones en el ciclo o en los repartos del cruce, estos detectores deben situarse a una distancia entre **60 y 80 metros** de la línea de parada. Salvo en casos excepcionales (normalmente doble fila), se situará un detector por carril, dejando **0.50 m** entre la acera y el borde de la espira o, en su caso, entre la línea de división de carriles y el borde de la espira. En el supuesto de que se produzca aparcamiento en alguno de los lados del carril, se dejarán **0.75 m** desde el borde del vehículo estacionado y el borde de la espira. La anchura de la espira será de aproximadamente **2 metros**.

### ***b) Ubicación de detectores tácticos.***

La ubicación de los detectores tácticos en cruces semiactuados o totalmente actuados deberá ser próximo a la línea de parada. Normalmente se suelen situar a **1.5 metros** de ésta. Esta condición se debe a que la presencia de un vehículo sobre un detector táctico va a provocar la activación de una fase y/o extensiones de ésta, por lo que, si el detector estuviera más separado de la línea de parada, sería posible que el tiempo dado a cada extensión no fuera suficiente para que el vehículo que la provoca sobrepasara la intersección (ver *apartado 7.3.1*).

La longitud de un detector táctico debe ser tal que abarque todos los carriles de entrada al cruce en el acceso considerado. La separación entre la acera y el borde de la espira sigue las mismas reglas que en los detectores estratégicos. La anchura de la espira será de aproximadamente **2 metros**. En las figuras siguientes se muestran algunas disposiciones habituales de los detectores estratégicos y tácticos. En la superior, los detectores contabilizan el número de vehículos que siguen de frente, mientras que en la inferior figura se coloca el aparato para medir el número de vehículos que giran a la derecha.

**Figura 6.12. Ubicaciones habituales de los detectores táctico o estratégico.**



## Capítulo 7: Modos de funcionamiento.

### ÍNDICE.

- 7.1. Introducción.
  - 7.1.1. Tecnología.
  - 7.1.2. Clasificación de los modos de funcionamiento.
- 7.2. Semáforos de operación prefijada.
- 7.3. Semáforos de operación accionada.
  - 7.3.1. Parámetros y funcionamiento.
  - 7.3.2. Semáforos de operación semiaccionada.
  - 7.3.3. Semáforos de operación totalmente accionada.
  - 7.3.4. Reguladores de volumen-densidad.
- 7.4. Control centralizado de semáforos.
  - 7.4.1. Coordinación de los semáforos.
  - 7.4.2. Sistemas de control de tráfico.
- 7.5. Programación de semáforos accionados.
  - 7.5.1. Programación “clásica”.
  - 7.5.2. Sistemas expertos en ingeniería de tráfico.

### 7.1. INTRODUCCIÓN.

La realización de un proyecto semafórico implica la determinación de tres aspectos fundamentales: el tipo de controlador a utilizar, el plan de fases a adoptar y la asignación del tiempo de verde entre las fases.

Ninguno de estos aspectos está condicionado por unas reglas fijas, sino que existen una prácticas habituales que varían de unos lugares a otros en función de las políticas, normas y estándares estatales o locales. En una intersección no hay un método universal que especifique el regulador óptimo: cada tipo de control tiene sus ventajas y desventajas. Para ello, es vital conseguir la perfecta adecuación del regulador a la intersección. El desarrollo tecnológico actual proporciona diferentes opciones de fases semafóricas más flexibles pero también más complejas. Como es de suponer, las técnicas de control sofisticadas operarán satisfactoriamente en cualquier intersección; sin embargo, en muchos emplazamientos un control complejo basado en el empleo de movimientos solapados tiene un coste de equipamiento y mantenimiento innecesariamente caro.

Todo regulador accionado por el tráfico consta de dos elementos principales: el **regulador** propiamente dicho y los **detectores** de vehículos. Éstos son los encargados de recoger los datos de tráfico, es decir, de hacer el acopio de información necesario para el correcto funcionamiento del conjunto. El regulador es quién toma las decisiones en función de los datos de tráfico y de la lógica que lleva incorporada, a la vez que hace funcionar los semáforos. La principal característica funcional de estos aparatos es la de adaptarse en todo momento a la demanda del tráfico, es decir, posee propiedades que se pueden calificar como de tipo “elástico”, alargando o contrayendo la duración del ciclo del semáforo en función de las circunstancias cambiantes de la demanda, persiguiendo un óptimo rendimiento del sistema semafórico. De todo ello se desprende que los reguladores precisan de una serie de parámetros, a veces muy numerosa, que es necesario suministrarles para que puedan desempeñar su trabajo.

Idealmente deberían minimizarse las demoras de los vehículos en cada acceso, el número total de paradas y el número y gravedad de los accidentes que puedan producirse en la intersección, pero como es fácil de suponer esto no es en absoluto sencillo, puesto que a la hora de la verdad la optimización de uno de estos elementos suele estar en contradicción con la de otro u otros. Generalmente no se suelen alcanzar todos los beneficios que potencialmente cabría esperar de la instalación de un regulador, puesto que los factores que inciden en su funcionamiento a veces se convierten en incontrolables. Además, se ha comprobado que la falta de experiencia del personal de quién depende la instalación en la definición correcta de los parámetros, unida a menudo a un deficiente mantenimiento del sistema, sobre todo de los detectores, suele acarrear como consecuencia la rápida degradación del sistema. A pesar de todo ello, la utilidad de los sistemas de regulación accionados por el tráfico es evidente y, en ciertos casos, se ha logrado disminuir a la mitad las demoras en la intersección.

#### **7.1.1. Tecnología.**

Como se mencionó en el *Capítulo 5*, los primeros aparatos de control permitían el paso de los vehículos usando una secuencia fija de intervalos de igual duración. Eran relativamente fáciles de construir usando la tecnología electromecánica de la época: consistían en un motor sincrónico ensamblado a un engranaje, un temporizador que proporcionaba constantemente intervalos de duración fija, y un árbol de levas que convertía el movimiento rotatorio continuo del motor en movimiento lateral recíproco, permitiendo abrir o cerrar circuitos eléctricos en cada intervalo y así actualizar las señales indicadoras en la calle.



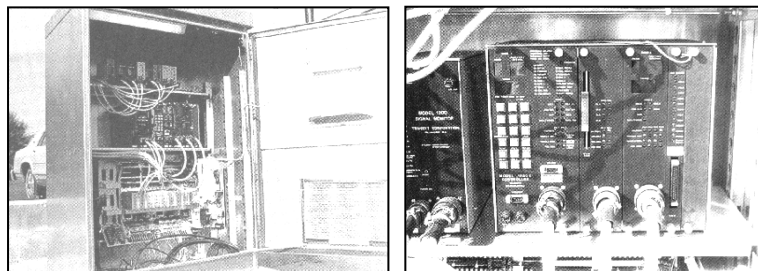
Pasados los años, los reguladores predeterminados electromecánicos se sofisticaron (**figura 5.6** del *Capítulo 5*). Añadiendo más temporizadores y circuitos (cuya misión era seleccionar entre diferentes reglajes según el periodo del día) se consiguió usar ciclos de diferente magnitud y duración en las puntas de tráfico crítico. Posteriores adelantos técnicos consiguieron que la unidad de control respondiera simultáneamente a la aparición del vehículo, surgiendo el concepto de operación accionada por el tráfico (**figura 7.1**). A lo largo de los años, el control bajo operación accionada fue evolucionando hasta incluir reguladores de operación semiaccionada y operación totalmente accionada (**figura 7.2**). Sucesivamente se aplicaron en las unidades de control la tecnología de tubos de vacío, las luces de estado sólido, los transistores y, finalmente, los componentes digitales electrónicos.

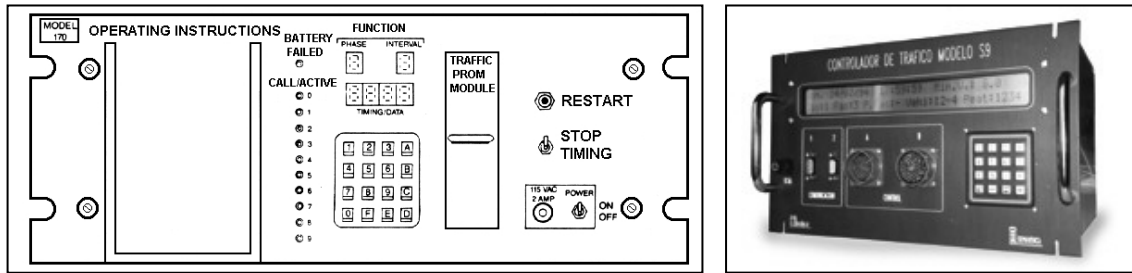
**Figura 7.1. Regulador accionado por el tráfico.**



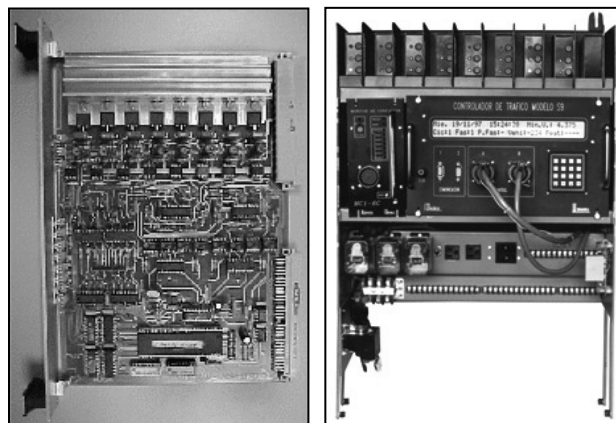
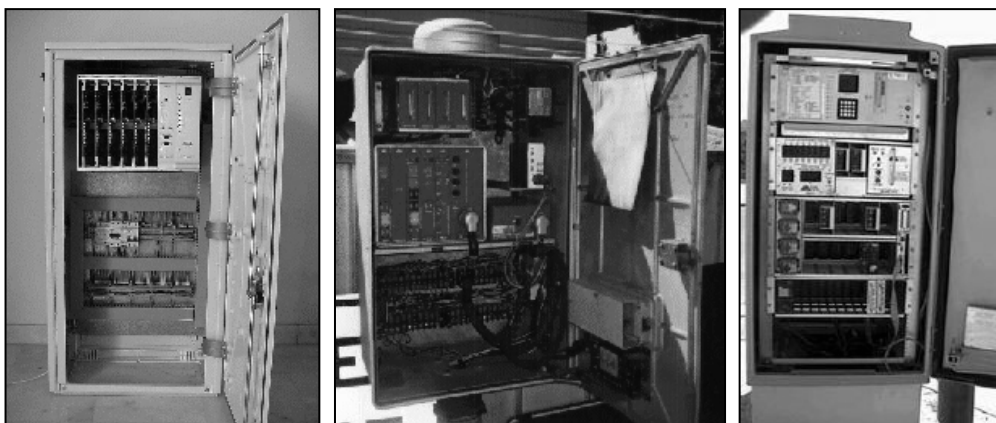
El uso de microprocesadores en los semáforos se popularizó a finales de la década de los 70. Operacionalmente estaban basados en sus predecesores electromecánicos, pues usaban un esquema de señales luminosas equivalente al árbol de levas, pero ahora poseían una unidad de memoria con datos de temporización del ciclo (**figura 7.3**). Evidentemente sus posibilidades funcionales fueron mucho mayores: esquemas multifase, cambios de ciclo según el periodo del día, implementación de subrutinas internas, etc.

**Figura 7.2. Regulador actuado y detalle del panel de control.**



**Figura 7.3. Esquema del panel de mandos de un regulador.**

En la actualidad, los microcircuitos eléctricos y la tecnología de computadoras dominan el nuevo hardware disponible en el mercado, haciendo posible reguladores más universales y fiables, tanto predeterminados como accionados (**figura 7.4** y **figura 7.5**). Se podría implementar cualquier tipo de control en un semáforo mediante un simple regulador, que además incluiría sofisticados planes multifase y secuencias de ciclo variable.

**Figura 7.4. Reguladores construidos con microprocesadores.****Figura 7.5. Diversos modelos de reguladores colocados dentro de su carcasa.**

### 7.1.2. Clasificación de los modos de funcionamiento.

Existen diversas clasificaciones, todas apoyadas en el concepto de semáforo predeterminado frente a semáforo accionado. Una de ellas, basada en el tipo de regulador del semáforo y en las variables que lo controlan, es la siguiente:

- *Reguladores de operación prefijada o de tiempos fijos* (“pretimed operation” o “pretimed controller units”).
- *Reguladores de operación accionada o accionados por el tráfico* (“traffic-actuated controller units” o “traffic actuated operation”):
  - Accionados por la intensidad del tráfico:
  - De operación semiaccionada (“semi-actuated operation”).
  - De operación totalmente accionada (“full-actuated operation”).
  - Accionados por el volumen y la densidad (“volume-density control”).
- *Control centralizado de semáforos* (“computer controlled”).

### 7.2. SEMÁFOROS DE OPERACIÓN PREFIJADA.

Son los primeros que se utilizaron; en ellos, la duración del ciclo (**C**), las fases, los tiempos de verde (**G**) y los periodos intermedios (**I**) están todos predeterminados, de forma que el semáforo los repite de forma constante. Dependiendo del equipo disponible se pueden utilizar varios reglajes de tiempo prefijados, entrando cada uno de ellos en funcionamiento de forma automática en ciertos momentos del día (como el típico esquema “three-dial”, donde existen tres combinaciones activadas por un reloj interno a determinadas horas, generalmente los periodos punta de mañana y tarde, y para el resto del día) o cuando el volumen del tráfico sobrepasa un cierto límite. Es posible modificar las variables de control de la intersección modificando los mandos de regulador, es decir, se podría cambiar la duración del ciclo y de las fases si fuera necesario.

La sencillez de este dispositivo regulador provoca que haya sido, hasta hace pocos años, el más utilizado en zonas urbanas. Otras ventajas importantes son que su funcionamiento nunca se verá afectado por anomalías en un detector (como podría ocurrir en los semáforos de operación accionada) y que por lo común son más económicos. Por todo ello, se suelen emplear cuando se cumple alguna de las siguientes condiciones:

- Coordinación de semáforos próximos entre sí a lo largo de una calle (ya que el intervalo entre los cambios de fase en semáforos sucesivos es constante).
- Tráfico prácticamente constante durante largos periodos (por ejemplo, en centros urbanos durante la jornada laboral).
- Cuando la continuidad del movimiento es tal que requiere un regreso rápido a la fase de verde (como ocurre en intersecciones de poco espacio reguladas con fases múltiples, donde el intervalo de tiempo es crítico para ordenar eficientemente los movimientos).
- Intersecciones con planes de fases especiales o poco usuales.
- Necesidad de progresión en el tráfico al existir más de una fase.
- Zonas donde constantemente hay grandes masas de peatones.

En cambio, tienen el inconveniente de adaptarse mal a las variaciones de la intensidad del tráfico a lo largo del día, por lo cual no es adecuado su uso en carreteras interurbanas (donde los semáforos suelen estar aislados) y calles de tráfico reducido (mantienen la fase de verde aunque no lleguen vehículos al acceso). Estos problemas se resuelven usando reguladores accionados que simulen el comportamiento de los predeterminados.

### **7.3. SEMÁFOROS DE OPERACIÓN ACCIONADA.**

En este tipo de semáforos la duración de las fases y ciclos es variable y depende de las condiciones de tráfico en los accesos (regulación flexible). El regulador no mantiene fija la duración de la fase sino que en cada momento decide si continua manteniendo la actual fase, o si por el contrario procede a cambiarla, variando así la duración del ciclo. El orden de aparición de las distintas fases está establecido en el programa, pero puede saltarse una determinada fase si no hay demanda en el acceso correspondiente. Para evitar largas esperas existe una limitación a la duración máxima de la fase y para satisfacer una demanda básica existe una limitación mínima.

Normalmente actúan con planes de dos (la clásica de “seguir recto” en la intersección de dos calles) a ocho fases (que proporcionan control pleno en todos los movimientos de una intersección en cruz). Algunos reguladores son capaces de establecer fases adicionales para operaciones inusuales de ciertas intersecciones. En el capítulo siguiente se analizarán en detalle los distintos planes de fases.

Estos reguladores necesitan recibir información sobre las condiciones de tráfico en los distintos accesos, por lo cual se instalan detectores (habitualmente de lazo, formados por un cable espiral enterrado en el pavimento que detecta el paso de los vehículos por variación de las características de la corriente) y pulsadores para los peatones. Su colocación permite distinguir entre ***operación totalmente accionada*** (la regulación se extiende a todos los accesos, todos los semáforos poseen detector) y ***operación semiaccionada*** (alguno de los semáforos no posee regulación flexible, carece de detector). En ambos casos el regulador está accionado por la intensidad del tráfico, pero también puede estarlo por su volumen y densidad (***regulación por volumen-densidad***).

En general, este modo de funcionamiento es adecuado para intersecciones aisladas con tráficos muy variables, imprevisibles, esporádicos, o de dos vías de diferente intensidad; cruces situados fuera de zonas urbanas; y lugares donde los semáforos de tiempos fijos deben ser puestos en destellos (la luz ámbar intermitente) durante varias horas por falta de tráfico. Pero si existen semáforos próximos no se consigue una actuación coordinada y los vehículos pueden tener que parar en varios semáforos, siendo necesario entonces conectar los semáforos a un regulador maestro, consiguiendo mayor eficacia. Surge el Control Centralizado de Semáforos, pero en esta modalidad los reguladores totalmente accionados operan como semiaccionados.

### 7.3.1. Parámetros y funcionamiento.

Cada fase accionada debe tener definidos los siguientes parámetros:

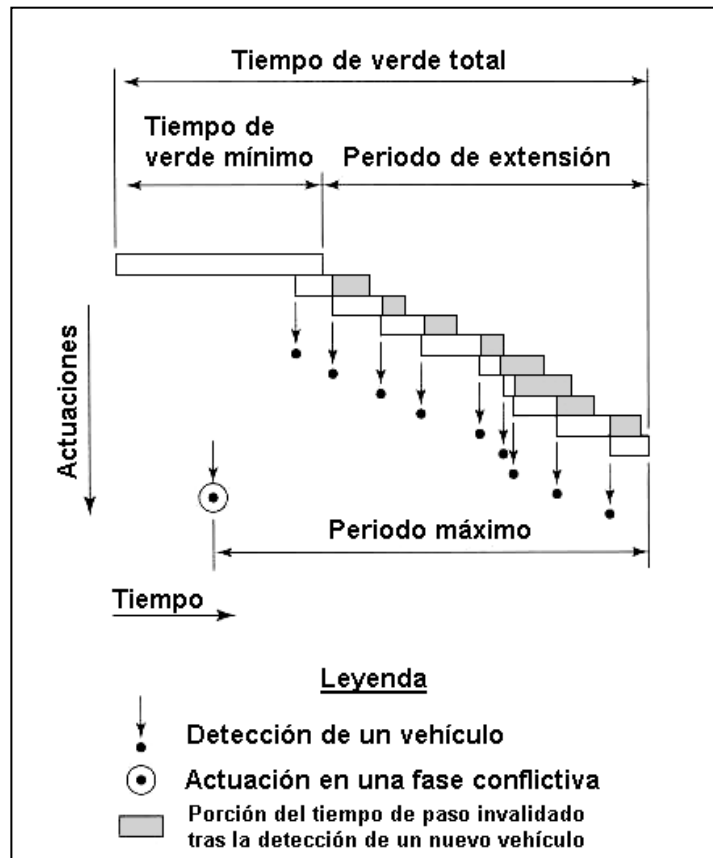
- ***Tiempo de verde mínimo.*** También denominado ***intervalo de verde inicial***, pretende conceder el tiempo suficiente a todos los vehículos potencialmente estacionados entre el detector y la línea de stop para entrar en la intersección. En algunos programas el regulador sabe cuántos vehículos hay entre el acceso y el detector e, indicándole la anchura de la calle a cruzar, pueden calcular el tiempo que hará falta para ello. En otros programas más sencillos se supone que todo el tramo entre el acceso y el detector está lleno de coches esperando; en este caso se precisa conocer la distancia entre detector y acceso y la anchura de la calle a cruzar.
- ***Intervalo de paso o extensión unitaria.*** Permite a un vehículo llegar del detector a la línea de stop: cada vez que se detecta el paso de un nuevo vehículo se incrementa la duración de la fase en una cantidad igual a esta extensión unitaria. Depende de la distancia a recorrer y de la velocidad del vehículo (en los modelos más complejos se mide la velocidad real de los vehículos y en los más sencillos se toma como un parámetro). Este tiempo de paso también define el ***hueco máximo***: distancia de separación entre dos vehículos que llegan al detector.

- **Tiempo de verde máximo.** Si la demanda es suficiente la fase verde llegará a este límite, pero si no lo es el regulador asume que debe conectar la siguiente fase. En su obtención se tiene en cuenta que si el tráfico es muy intenso se alcanzará dicho máximo con frecuencia y el regulador acabará funcionando como si fuera de tiempos fijos, asignando las duraciones máximas a las fases. Por ello estos tiempos máximos se calculan como si se tratara de un regulador de tiempos fijos con un ciclo muy largo (120 a 150 seg) y con las máximas intensidades que pueden presentarse (empleando incluso un coeficiente de mayoración). En algunos programas el tiempo máximo para una fase verde se va corrigiendo en función de los tráficos y de las colas que se forman en los accesos con la luz roja, acortando la duración máxima si estas colas crecen por encima de cierto límite para evitar esperas excesivas.

A mayores el regulador posee otros parámetros básicos: **intervalo de cambio al ámbar** (periodo de ámbar) e **intervalo de espacio todo rojo** (periodo todo rojo); están establecidos como tiempos fijos y su suma es igual al periodo intermedio (I).

Estos semáforos poseen un microprocesador que recibe la información recogida por el detector y mediante un programa de control toma la decisión de mantener o cambiar la fase. Los programas más sencillos otorgan el tiempo de verde mínimo al comienzo de la fase, durante el cual no se producirán cambios, de forma que se atiende una demanda básica. Una vez pasado el tiempo mínimo se produce el cambio de fase, a no ser que sigan llegando vehículos al acceso y además el tiempo transcurrido entre el final del intervalo mínimo y la llegada del primer vehículo sea menor que el intervalo de paso, o bien el tiempo de paso entre dos vehículos sea inferior a dicho intervalo de paso. Así, el tiempo de verde se va extendiendo: si estando dentro de una extensión unitaria se detecta otro vehículo, el regulador añade justo desde ese instante un nuevo período extra igual a otra extensión (no espera a que finalice el intervalo actual y añade otro nuevo, tal y como se muestra en la **figura 7.6**). Este proceso continúa hasta que, o bien el intervalo entre dos vehículos sea superior al intervalo de paso, o bien se alcance el tiempo de verde máximo (evita la formación de largas colas en la otra intersección). El funcionamiento puede complicarse haciendo que los parámetros del modelo dependan a su vez de diferentes características del tráfico como la velocidad de los vehículos, las colas en los accesos en rojo, etc. En algunos reguladores modernos se emplea un programa de optimización que calcula cuál sería la demora en un próximo futuro si se mantiene o se cambia la situación actual de las luces, y decide la acción que minimiza esas demoras, teniendo en cuenta los límites establecidos para la duración de las fases. Los valores de los diferentes parámetros dependen de las características del programa que se emplea y muchas veces es necesario una labor de ensayo y ajuste hasta que se consigue su funcionamiento óptimo.

Figura 7.6. Operación de una fase accionada.



También deben tenerse en cuenta otros efectos. El *intervalo de hueco* (tiempo transcurrido entre el paso de dos vehículos consecutivos; está relacionado con el *hueco máximo* citado anteriormente) observado por un regulador es inferior al hueco real, debido a que el vehículo activa el detector cuando pasa sobre él, pero no lo desactiva hasta que lo sobrepasa por completo; el error entre el hueco aparente y el real es el tiempo que tarda el vehículo en atravesar el detector por completo.

Por otra parte, los detectores están a menudo conectados al regulador usando un simple cable, de forma que el intervalo de hueco puede solaparse aunque provenga de distintos detectores. Entonces aumenta la probabilidad de que se extienda el tiempo de verde, aunque realmente en la intersección considerada se haya superado el intervalo de paso (puede incluso no haber vehículos en ella). Evidentemente esto se solucionaría conectando por separado cada detector a cada regulador, pero resulta demasiado caro.

### 7.3.2. Semáforos de operación semiaccionada.

Se colocan en intersecciones de una vía principal (de tráfico muy intenso) con otra secundaria (de poco tráfico, donde se instalan los detectores). El semáforo de la calle principal da paso a su tráfico hasta que los detectores de la calle secundaria indiquen que uno o varios vehículos han llegado a uno o ambos accesos secundarios. Después de un intervalo de tiempo adecuado (habitualmente cuando se ha formado cierta cola en la secundaria), el semáforo muestra una fase verde para la vía secundaria, que se mantiene hasta que todo su tráfico haya pasado o hasta que el verde de la calle secundaria alcance un tiempo preestablecido máximo. Los pasos de peatones funcionan de forma semejante, sustituyendo el detector por un botón accionado por los transeúntes y adecuando el tiempo de verde a la velocidad de los peatones.

En este tipo de operación la duración del ciclo y los tiempos de verde pueden variar de ciclo a ciclo según la demanda. Como el verde se otorga siempre a la calle principal, a menos que exista demanda en las secundarias, los tiempos de verde para estas calles están virtualmente empleados al completo, mientras que todo el tiempo de verde sobrante se concede a la calle principal.

Las intersecciones semiaccionadas pueden ser *aisladas* o *coordinadas*, es decir, funcionar independientemente unas de otras o bien trabajar conjuntamente (como ocurre, por ejemplo, en avenidas de gran longitud, donde se coordina la apertura de las fases para evitar que los vehículos que salen de un semáforo se encuentren de inmediato con el siguiente en rojo, lo que imposibilitaría la progresión del tráfico y congestionaría la vía). En las primeras, los accesos accionados (los secundarios) se benefician de los dispositivos de actuación sobre la circulación puesto que obtienen una distribución del tiempo de verde proporcional a sus necesidades instantáneas. Los accesos no accionados (correspondientes a la vía principal) pierden una parte de su asignación de tiempo de verde conforme aumentan los volúmenes de circulación (salvo con volúmenes bajos en la vía secundaria).

Los sistemas coordinados limitan en gran medida la flexibilidad de operación que se logra mediante la regulación semiaccionada debido a la imposición de un ciclo de duración fija y tiempos de verde máximos. El resultado es que los movimientos coordinados (aquellos no accionados, en la vía principal) se ven sensiblemente favorecidos por el efecto de progresión, pero ninguno de los movimientos mejorará apreciablemente por la intervención de los elementos de accionados, salvo para intensidades muy bajas. A medida que aumenta la intensidad de tráfico los semáforos comienzan a funcionar como si fueran de tiempos fijos.



### 7.3.3. Semáforos de operación totalmente accionada.

En este caso, todas las fases semafóricas están controladas por detectores y los tiempos de verde mínimos y máximos están especificados para cada fase, así como la secuencia de fases. Con este modo de funcionamiento las duraciones del ciclo y de los tiempos de verde pueden variar considerablemente según la demanda. Ciertas fases del ciclo pueden ser anuladas totalmente si los detectores no registran ningún vehículo. Aunque ofrece las mayores ventajas en términos de flexibilidad y optimización de los tiempos en una intersección aislada, no resulta un modelo fácil de coordinar. A pesar de ello se emplea en intersecciones de calles con demandas muy fluctuantes: el regulador mantiene en verde la calle principal hasta que detecta un hueco entre la cola de vehículos, abriendo el semáforo de la calle secundaria. Para cuantificar ese hueco entre el tráfico se establece un tiempo mínimo de paso (intervalo de hueco).

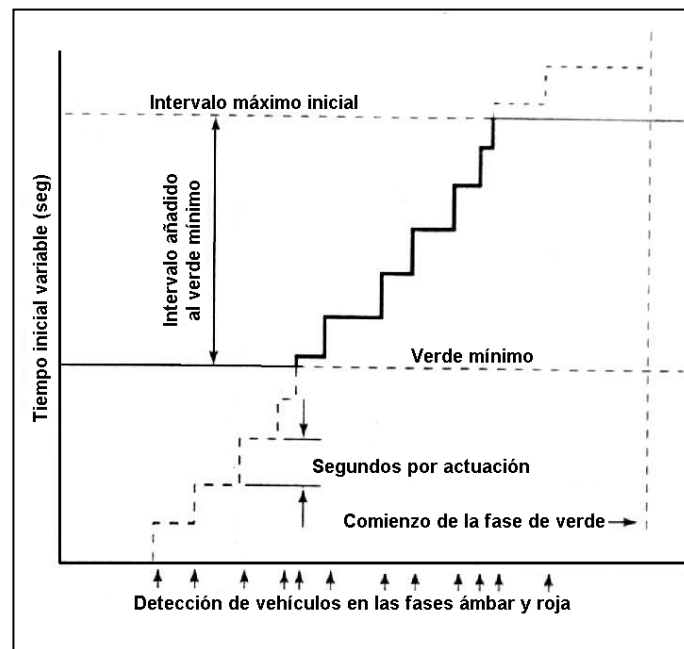
### 7.3.4. Reguladores de volumen-densidad.

Siguen un esquema de funcionamiento parecido al de los totalmente accionados, pero mientras éstos sólo son regulados a través de la intensidad de tráfico, los semáforos por control de volumen-densidad tienen en cuenta el número de vehículos parados, el tiempo que lo están y los intervalos entre unos vehículos y otros. En este tipo de regulación conviene que los detectores, situados en todos los accesos, estén algo más alejados de la intersección que en el caso de regulación sólo por intensidad. Sus parámetros de control son:

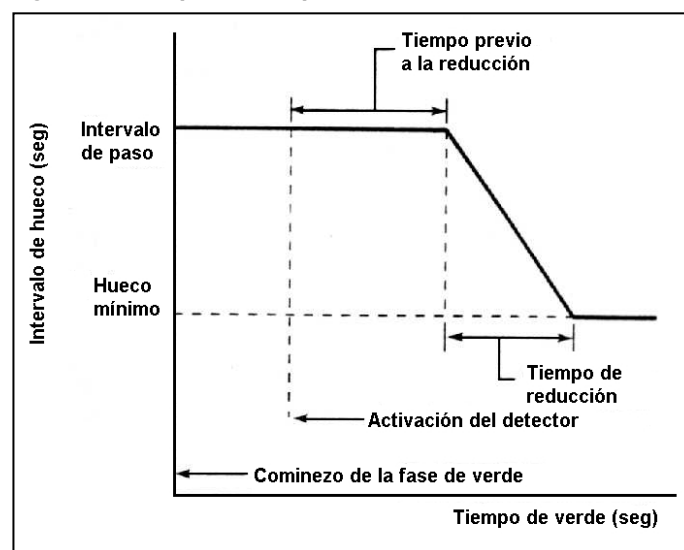
- **Tiempo inicial variable.** Se divide en una parte fija o *verde mínimo* (un valor arbitrario que oscila entre los 5 y 8 seg), una parte variable o *segundos por actuación* (define cuánto se alargará la fase respecto al tiempo mínimo) y un *intervalo máximo inicial* (acota el tiempo total de verde).
- **Reducción de huecos.** Los reguladores de volumen-densidad se usan a menudo en combinación con detectores de gran longitud, por lo cual el intervalo de paso puede ser bastante alto y así impedir que quede retenida la fase de verde. En estos casos se definen por separado el intervalo de paso y el hueco mínimo deseable, estableciéndose en el regulador un mecanismo para disminuir gradualmente el tiempo real medido: ya en tiempo de verde, cuando un coche activa por primera vez el detector, el regulador conecta un *tiempo previo a la reducción*; una vez agotado este intervalo, activa un *tiempo de reducción* durante el cual el regulador reduce linealmente del intervalo de paso al de hueco mínimo, consiguiendo de esta manera retener la fase de verde (**figura 7.8**).

Esencialmente, este modo de funcionamiento calcula la duración del tiempo de verde del ciclo siguiente en función del número de vehículos contados mientras cruzan el detector durante las fases ámbar y roja previa y del número de coches estacionados en el área (por eso interesa alejar el detector de la línea de detención), aplicando a cada uno de ellos la extensión correspondiente y asumiendo la reducción de huecos antes explicada, tal y como se muestra en la **figura 7.7**.

**Figura 7.7. Regulación por volumen-densidad.**



**Figura 7.8. Esquema del proceso de reducción de huecos.**



Estos reguladores presentan dos grandes avances respecto a los controlados por la intensidad, especialmente si el detector es largo: permite reflejar el número de vehículos detenidos en el semáforo (eliminando la necesidad de asumir que toda el área entre el detector y la línea de stop está llena) y permite la reducción del tiempo de huecos. Son muy apropiados cuando se trata de intersecciones muy sobrecargadas o cuando el tráfico llega irregularmente y formando grupos más o menos compactos. En este último caso la ventaja es clara, pues los automóviles agrupados representan una densidad alta, consiguiendo más tiempo de paso o, al menos, una reducción importante en el tiempo de espera.

También se recomienda su empleo cuando las velocidades de aproximación a la intersección son elevadas: siempre que sean superiores a 72 km/h, aunque también se aconseja cuando sean superiores a 56 km/h (ver **tabla 7.1**).

<b>Tabla 7.1. Parámetros de regulación por volumen-densidad.</b>			
VELOCIDAD DE APROXIMACIÓN (km/h)	LONGITUD DEL DETECTOR (m)	TIEMPO DE VERDE MÍNIMO (seg)	TIEMPO DE PASO (seg)
24	12	8	3.0
32	18	10	3.0
40	24	12	3.0
48	30	14	3.5
56	41	18	3.5
64	52	22	3.5

#### **7.4. CONTROL CENTRALIZADO DE SEMÁFOROS.**

En la actualidad se instalan detectores en diferentes puntos de la red viaria (en grandes áreas urbanas o a lo largo de corredores de tráfico importante), pero la información recogida no se transmite directamente al semáforo sino que se envía a un centro de control encargado de la gestión de toda la red.

Este centro está conectado con todos los reguladores, manteniendo en todo momento el control de las unidades ópticas. Un ordenador se encarga de procesar la información recibida por los detectores y seleccionar las órdenes más adecuadas a enviar a los reguladores (mediante sofisticados programas informáticos), que se limitan a recibir y ejecutar las órdenes. Así, ninguna intersección se controla aisladamente, a no ser que sea de vital importancia por la magnitud de tráfico que maneja. Habitualmente se controlan simultáneamente 100 ó más intersecciones.

Allí donde se utilizan estos sistemas informatizados las intersecciones individuales funcionan generalmente con control de tiempos fijos (con el objetivo de maximizar la progresión) o semiaccionado (para minimizar los tiempos de verde innecesariamente asignados a los movimientos secundarios). El ordenador controla y selecciona el plan de fases y la coordinación entre intersecciones. En estos sistemas, el ordenador actúa como un elemento supervisor o director en el funcionamiento de alguno de los tres modos de operación anteriormente descritos.

Este tipo de control ha experimentado una rápida evolución gracias al desarrollo de la telemática (que perfecciona todos los aspectos de intercambio de datos entre detector, centro de control y regulador) y del software disponible (basado en sistema expertos capaces de tomar decisiones una vez implementadas unas reglas básicas de actuación). Sus posibilidades son cada vez mayores, a la vez que se van disminuyendo los costes de instalación.

**Figura 7.9. Centro de control de Tráfico del Ayuntamiento de Madrid.**



#### 7.4.1. Coordinación de los semáforos.

Cuando existen varios semáforos sucesivos controlados por el tráfico es imposible su coordinación si no existe un enlace entre sus reguladores internos, puesto que cada uno modificaría sus fases sin tener en cuenta las del resto. Lo más frecuente es la instalación de un regulador maestro (colocado en un pequeño armario adosado a uno de los semáforos de la zona) que coordina a los reguladores de las intersecciones y conectado a su vez a un sistema de control centralizado. En este caso, el ordenador central se encarga de establecer los momentos en que cambia la fase de todos los semáforos, enviando las órdenes oportunas a los reguladores, bien directamente, bien a través de unas subestaciones en la zona.

Ello conlleva que el ordenador prepare los programas de funcionamiento que deben aplicarse en cada instante. Esto puede hacerse de dos formas: mediante el almacenamiento en memoria de un conjunto de programas (eligiendo al más adecuado para cada momento) o calculando cada cierto tiempo el programa óptimo teniendo en cuenta los datos del tráfico que reciben los detectores: los denominados *sistemas de selección de programas* y *sistemas de elaboración de programas* (sistemas dinámicos).

En el primer procedimiento se calculan previamente los programas de funcionamiento (usando las formulaciones clásicas) teniendo en cuenta datos históricos de tráfico (que en zonas urbanas poseen características muy constantes) en diversas circunstancias (hora punta matutina en días laborables, hora punta vespertina, tardes de fin de semana, acontecimientos especiales, etc.), con lo que pueden tenerse almacenados una veintena o más de programas distintos. El ordenador elige en cada momento el programa más adecuado teniendo en consideración la hora y el día, volumen de tráfico medido en los detectores, etc., pero siempre y cuando se reproduzcan las condiciones para las que fueron calculados (u otras próximas a ellas).

Las ventajas de los sistemas de selección de programas son múltiples. Permite utilizar datos más fiables al estar basados en una larga experiencia, en lugar de depender sólo de datos recibidos en los últimos minutos (que estarán influidos por variaciones aleatorias); por ello funcionan mejor en circunstancias normales, pero en principio no podrán hacer frente a imprevistos. Además es posible programar cualquier esquema previamente calculado, disponiendo así de un gran abanico de subrutinas (fines de semana, espectáculos de masas, etc.). Los programas pueden mejorarse a medida que se experimenta su funcionamiento (optimizándolo o implementando nuevas subrutinas).

Sus principales inconvenientes: sólo pueden implementarse un número limitado de programas de cálculo; el ordenador sólo se emplea para almacenar los datos, perdiendo gran parte de su potencia como herramienta de cálculo; resulta difícil para el programa reconocer las situaciones “reales” del tráfico de las “ideales” con las que fue diseñado para su entrada en funcionamiento; en el instante de cambio de programa pueden producirse graves perturbaciones en el tráfico (aunque existen procedimientos de “suavización” de la transición de una subrutina a otra).

En los “sistemas de elaboración de programas” el ordenador puede generar programas de forma dinámica, calculando un nuevo diseño de fases cada determinado intervalo de tiempo (y al modificar el diseño de las fases, también altera la duración del ciclo, del periodo de verde, etc.). Permite introducir continuamente cambios conforme va recibiendo nueva información de los detectores sobre el nivel de tráfico y el estado de la circulación. Este procedimiento se está empleando cada vez con mayor frecuencia al ir aumentando la capacidad de cálculo de los ordenadores.

Como ventajas de este sistema pueden citarse: máximo aprovechamiento del ordenador como herramienta de cálculo (ya que su memoria se emplea para almacenar unas instrucciones básicas y la CPU se emplea en los cálculos instantáneos); su funcionamiento es el más adecuado a la situación real del tráfico (y no a una situación ideal de la que parten los programas convencionales); de esta forma, se adapta por sí mismo a las variaciones del tráfico debidas a acontecimientos especiales, anomalías e imprevistos en la red viaria; cualquier modificación que afecte a la capacidad del sistema es rápidamente incorporada al programa; como las variaciones del tráfico rara vez son instantáneas, las variaciones del programa serán también suaves. La principal desventaja reside en la dificultad de programación.

Para resolver los inconvenientes de cada uno de estos sistemas y recoger sus evidentes ventajas se acude a esquemas de funcionamiento mixto: el ordenador elige un programa previamente almacenado en memoria pero con capacidad para ir introduciendo pequeñas modificaciones (prolongar el tiempo de verde en un acceso muy cargado, reducirlo en otros para disminuir la cola en la otra calle de la intersección, etc.). Estas modificaciones dentro del programa general las va realizando en tiempo real, estudiando los datos de intensidades y velocidades de tráfico recibidos de los detectores que hay en las calles. Por ello es fundamental que la recogida de información sea verídica y la transmisión de información eficiente (por líneas telefónicas, radioenlaces, etc.), tanto del detector al ordenador como de éste al regulador.

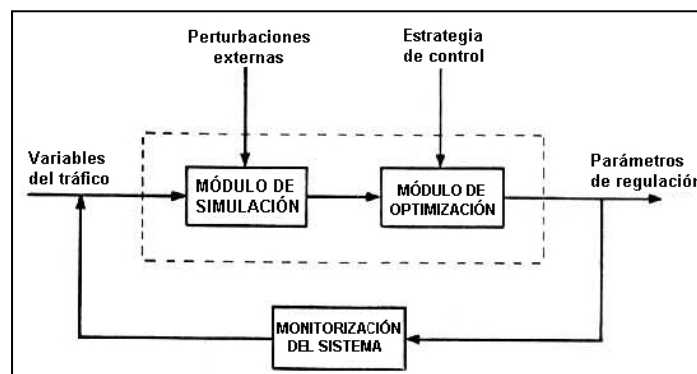
Frecuentemente se emplean varios niveles de control para hacer frente a las *averías*, de forma que si el ordenador queda fuera de servicio los reguladores maestros se hacen cargo de la gestión de su zona, empleando programas más sencillos. Si éstos también fallaran entrarían en juego los reguladores de cada intersección, funcionando como semáforos de tiempos fijos con las últimas órdenes recibidas (almacenadas en su memoria). Finalmente, si estos reguladores también fallan los semáforos funcionarían con las luces ámbar en intermitente.

#### 7.4.2. Sistemas de control de tráfico.

Se puede afirmar que la finalidad primordial de todo sistema de control centralizado del tráfico es la de obtener el máximo rendimiento posible de los recursos existentes. Para alcanzar estos objetivos es necesario disponer de los siguientes instrumentos: la información suficiente que permita conocer el estado del tráfico; los modelos matemáticos que permitan parametrizar dicha información; las herramientas de optimización y postproceso capaces de convertir el resultado de los procedimientos anteriores en parámetros de regulación; los equipos capaces de recibir esta última información y actuar en base a ella. Por ello, el problema básico del control centralizado del tráfico puede esquematizarse en tres grandes componentes, tal como se muestra en la **figura 7.10**:

- Un **módulo de simulación** que recibe los datos procedentes del tráfico exterior y del propio sistema, procesándolos desde el punto de vista estrictamente numérico.
- Un **módulo de optimización** que utiliza los datos del módulo anterior, los interpreta (a través de técnicas de ingeniería del conocimiento) y decide las acciones a emprender.
- Un **módulo de monitorización** que permite conocer en todo momento el estado de funcionamiento de cada uno de los componentes del sistema.

**Figura 7.10. Diagrama de control.**



Como es evidente, los *datos de entrada* básicos son las variables del tráfico. Para su obtención se utilizan procedimientos ya estudiados en temas anteriores (contadores automáticos, detectores electrónicos, etc.). Los elementos que se deben tener en cuenta para la elección de uno u otro sistema son los modelos matemáticos y criterios de optimización a emplear, y los condicionantes físicos de la red a controlar.

Sin embargo, también es posible contar con otro tipo de entradas (que en la **figura 7.9** aparecen bajo el nombre de *perturbaciones externas*) que pueden tener incidencia directa sobre el tráfico pero que son difícilmente transformables en variables numéricas: accidentes de circulación, manifestaciones, etc. Esta información se recoge a través de videocámaras ubicadas en puntos estratégicos de control.

Una vez recogida la información, se transpone a una *formulación matemática* que permita su procesamiento por técnicas numéricas. Existen numerosos tratados que, a partir de los años cincuenta hasta nuestros días, han desarrollado distintos modelos descriptivos del comportamiento del tráfico, desde los más sencillos (los más fáciles de comprender y, en general, los más útiles) hasta aquéllos que pretenden modelizar el mayor número de factores que puedan tener influencia sobre el tráfico (lo que limita su uso práctico).

Existen dos grandes tipos de modelos de simulación: los *microscópicos* (basados en el análisis del comportamiento de cada vehículo de forma individual dentro de una red, lo que exige requerimientos computacionales muy elevados) y los *macroscópicos* (consideran el tráfico como un flujo continuo, con propiedades “reológicas” similares a las de cualquier fluido; se basan en la ecuación de continuidad del “fluido”, lo que obliga a una resolución numérica muy laboriosa de dicha ecuación). Ninguno de estos métodos actúa a tiempo real; para lograr trabajar de esta forma se recurre a la *teoría de colas*, que implica mayor grado de empirismo y artificiosidad del sistema.

Tradicionalmente se ha considerado que el *criterio de optimización* más importante en una red semaforizada es la minimización de las demoras totales provocadas por la existencia de los semáforos. Para el cálculo de la demora se pueden utilizar varias metodologías, pero estudios recientes han demostrado que la diferencia de resultados que arrojan los distintos métodos entre sí es del mismo orden que las distorsiones producidas por la aleatoriedad del tráfico, por lo cual se puede emplear el método de cálculo que más convenga a cada situación. Otro criterio de optimización sería el de minimización de las longitudes de las colas que se producen en los semáforos.



En lo referente a la *infraestructura* del sistema de control de tráfico, en líneas generales debe estar compuesta por:

- Una **red de comunicaciones**, compuesta por un nivel estrictamente local (conexión del regulador con el semáforo, detectores, pulsadores, etc.), un nivel intermedio (conexión entre sí de un conjunto de reguladores), y un nivel general (conexión a la central de control).
- Una **central de regulación**, que actúa como nudo de comunicación inteligente, capaz de distribuir de forma eficaz gran cantidad de información en ambos sentidos (de centro de control a reguladores y viceversa). También sincroniza los relojes de los distintos reguladores, comprueba periódicamente el funcionamiento de las redes de comunicación, y almacena los parámetros básicos de funcionamiento de los planes de tráfico.
- Unos **reguladores locales**, el elemento físico que dirige el modo de funcionamiento del semáforo.
- Los **ordenadores y periféricos**, ubicados en la central de regulación, permiten manejar toda la información y procesarla de la manera más adecuada. Para ello se suele emplear un gran ordenador capaz de soportar todo el trabajo, o bien varios ordenadores de menor potencia (poseen algunas ventajas respecto a la primera opción, como redistribuir las tareas en caso de fallo de alguna unidad, o segmentar la ciudad en distintas áreas para su control). Los periféricos más utilizados son paneles sinópticos luminosos, terminales gráficos y plotters.
- Los **equipos de videocámaras** permiten visualizar las vías públicas, de manera que se pueda actuar sobre el sistema de control en función de las imágenes que se reciben. Estos equipos son muy útiles ante situaciones imprevistas o poco habituales, tales como accidentes.

El funcionamiento computerizado del sistema se lleva a cabo a través de programas informáticos basados en la ingeniería del conocimiento. Estos programas son capaces de tomar decisiones basadas en los datos de entrada, pero para ello es necesario programarles una determinada **estrategia de control** (consisten en una serie de órdenes que se implementan en el programa a través de reglas “if – then” y similares). Permiten que dicho programa sea capaz de tomar determinadas decisiones e incluso solucionar determinadas situaciones para las que inicialmente no fueron programados, almacenándolas en la memoria.

Todas estas funciones permiten el cálculo de:

- Los **parámetros del sistema**: el programa informático debe ser capaz de recoger los datos de entrada y transformarlos en variables matemáticas con las que pueda realizar sus cálculos.
- El **ciclo** del semáforo: es la variable básica, pues de su valor dependen el resto de parámetros. Para ello, en primer lugar se estima el ciclo de cada intersección en base a la demanda de cada acceso, luego se asume como el ciclo de la subárea como el mayor de los ciclos individuales, y por último se intenta homogeneizar el ciclo de las distintas subáreas.

- El *reparto* y el *desfase*.

## 7.5. PROGRAMACIÓN DE SEMÁFOROS ACCIONADOS.

### 7.5.1. Programación clásica.

El término “programación clásica” hace referencia a todos los programas en los que se define una secuencia concreta de instrucciones y éstas se ejecutan invariablemente durante la ejecución del programa.

En este sentido, los habituales lenguajes de programación (como el FORTRAN) permiten implementar sin ninguna dificultad las ecuaciones que gobiernan la intersección. Cuando surgieron los primeros semáforos accionados por el tráfico se utilizó la metodología de los semáforos de tiempos fijos para poder programarlos. Sin embargo, en 1994 Rahmi Akcecik propuso un método alternativo válido para la operación accionada (tanto para la totalmente accionada, la semiaccionada, como para los semáforos con reguladores de volumen-densidad), basado en dos premisas:

- Necesidad de conocer la distribución de los intervalos de llegada de los vehículos en toda la intersección, ajustándolos a una función distribución de tres parámetros ( $\phi$ ,  $\lambda$ ,  $\Delta$ ).
- Necesidad de realizar un trabajo de campo adicional con el fin de validar y calibrar el sistema.

Así, para la programación de **reguladores totalmente accionados** es necesario, en aras a calcular la duración del ciclo, establecer los movimientos críticos. Una vez conocidos dichos movimientos críticos, el ciclo se obtiene como:

$$C = \sum_{\substack{i=1 \\ \text{mov.crit}}}^n (g_i + t_{p,i})$$

**C** = Duración del ciclo (seg).

**g<sub>i</sub>** = Tiempo de verde efectivo para el i-ésimo movimiento crítico (seg).

**t<sub>p,i</sub>** = Tiempo perdido para el i-ésimo movimiento crítico (seg).

La formulación de los **semáforos semiaccionados** tiene en cuenta el “verde” de la calle principal y el “rojo” de la secundaria para el cálculo del ciclo, de manera que:

$$g_1 = g_{1,\min} + \frac{\phi}{\lambda} \cdot \exp(-\lambda \cdot (T - \Delta + t_{p,1} + g_{1,\min}))$$

$g_1$  = Tiempo de verde efectivo de la vía principal (seg).

$g_{1,\min}$  = Verde efectivo mínimo de los movimientos de la vía principal (seg).

$T$  = Tiempo de verde máximo para la vía secundaria (seg).

$t_{p,1}$  = Tiempo perdido de la vía principal (seg).

$\phi, \lambda, \Delta$  = Parámetros de la distribución de intervalos de llegada de vehículos.

$$r_2 = g_1 + L$$

$r_2$  = Tiempo de rojo de la vía secundaria (seg).

$g_1$  = Tiempo de verde efectivo de la vía principal (seg).

$L$  = Tiempo perdido en la intersección (seg).

$$g_2 = r_2 - t_{p,2}$$

$g_2$  = Tiempo de verde efectivo de la vía secundaria (seg).

$r_2$  = Tiempo de rojo de la vía secundaria (seg).

$t_{p,2}$  = Tiempo perdido de la vía secundaria (seg).

$$C = g_1 + g_2 + L$$

$C$  = Duración del ciclo (seg).

$g_1$  = Tiempo de verde efectivo de la vía principal (seg).

$g_2$  = Tiempo de verde efectivo de la vía secundaria (seg).

$L$  = Tiempo perdido en la intersección (seg).

Las principales diferencias para la programación de los *reguladores por volumen-densidad* radican, como se ha mencionado anteriormente, en la existencia de un intervalo inicial variable, en la configuración de los detectores, y en la aparición del concepto de “reducción de huecos”. Así, en este tipo de control semafórico se utiliza la estrategia de los reguladores totalmente accionados, sólo que hay que definir el intervalo inicial ( $t_i$ ). Éste será el mínimo valor entre el “verde mínimo” más las “extensiones” y el “verde máximo”. Por todo ello, se tiene que:

$$t_{ve} = N_v \cdot t_e$$

$t_{ve}$  = Tiempo de verde extendido (seg).

$N_v$  = Número de vehículos.

$t_e$  = Extensión unitaria (seg/veh).

$$t_i = \min(t_{\min} + t_{ve}, t_{\max})$$

$t_i$  = Tiempo de verde inicial (seg).

$t_{\min}$  = Tiempo de verde mínimo (seg).

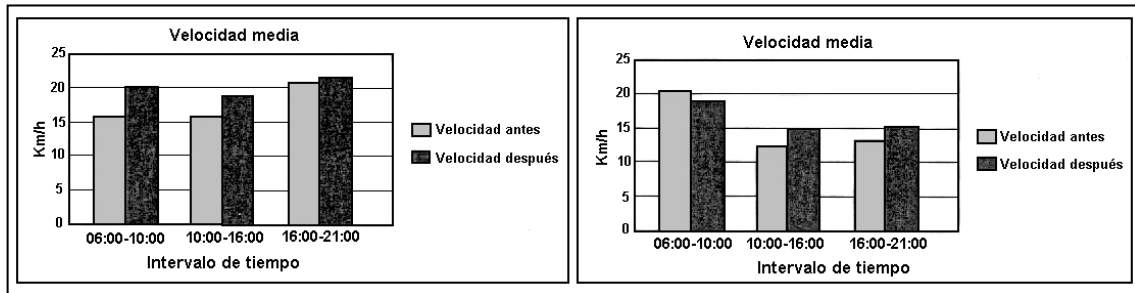
$t_{ve}$  = Tiempo de verde extendido (seg).

$t_{\max}$  = Tiempo de verde máximo (seg).

A pesar de todas estas formulaciones matemáticas, los estudios de campo resultan fundamentales para la correcta evaluación y planificación de cualquier tipo de control accionado. Su principal cometido es conocer las condiciones reales de la intersección y poder así calibrar correctamente el modelo matemático. Para ello se realizan estudios de determinación del flujo de saturación, estudios de demoras, análisis de velocidades y volúmenes, y estudios de intervalos y tiempos de llegada de los vehículos a la intersección. Algunas conclusiones y recomendaciones obtenidas de dichos estudios de campo y de la experiencia deducida de la aplicación de estos programas, son las siguientes:

- Necesidad de estudiar detalladamente la influencia de los autobuses en el tráfico.
- La correcta ubicación de los detectores resulta vital para el correcto funcionamiento de la intersección.
- Los parámetros básicos para la operación con reguladores accionados son el intervalo inicial, el verde mínimo, y el tiempo de paso.
- Una duración del ciclo elevada suele acarrear una progresión baja en el tráfico, es decir, aumento de las demoras.
- Es conveniente, en caso de un funcionamiento defectuoso de la intersección, una reprogramación del sistema para acomodarlo al tráfico real.

Un ejemplo de este tipo de programas es el ***Sistema Adaptativo de Control de Tráfico Urbano (ITACA)***, actualmente en funcionamiento en grandes ciudades como Madrid, Sao Paulo o Kuala Lumpur, y en fase de implantación en otras. Es un sistema de elaboración de programas que, utilizando los datos de los detectores, selecciona dinámicamente el valor óptimo del ciclo, desfase y reparto. Las situaciones de tráfico y los niveles de demanda son calculados por el sistema, que selecciona el plan más apropiado para cada momento. Este tipo de control ha demostrado un funcionamiento satisfactorio en las ciudades donde se ha implantado (mejora del tiempo medio de recorrido, reducción de la demora, aumento de la velocidad media). Como muestra la **figura 7.11**, en la ciudad de Sao Paulo la velocidad media mejoró en un 14 % tras la implantación del sistema **ITACA**, y la reducción media en las demoras fue del 14.4%. En Madrid, se optimizó el tiempo medio de recorrido en un 5%.

**Figura 7.11. Resultados de ITACA en dos intersecciones de la ciudad de Sao Paulo.**

### 7.5.2. Sistemas expertos en ingeniería de tráfico.

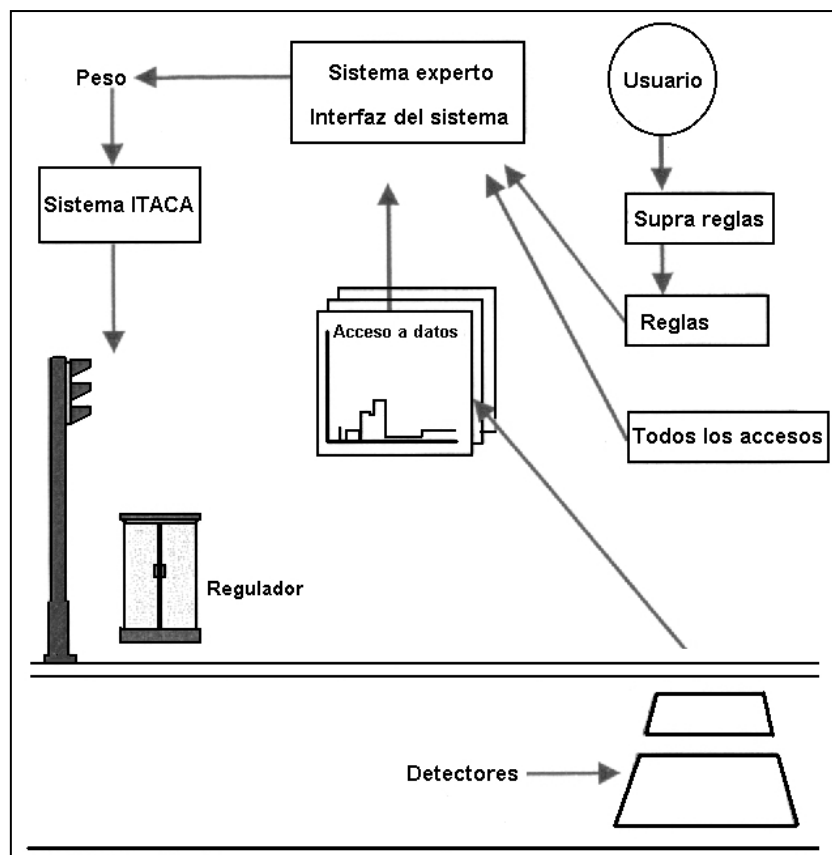
Un *sistema experto* representa un tipo de programa de aplicación informática que adopta decisiones o resuelve problemas de un determinado campo utilizando los conocimientos y las reglas analíticas definidas por los expertos en dicho campo (que por lo general solucionan los problemas utilizando una combinación de conocimientos basados en hechos y en su capacidad de razonamiento). En los sistemas expertos, estos dos elementos básicos están contenidos en dos componentes separados, aunque relacionados: una *base de conocimientos* y una *máquina de deducción* (o motor de inferencias). La base de conocimientos proporciona hechos objetivos y reglas sobre el tema, mientras que la máquina de deducción proporciona la capacidad de razonamiento que permite al sistema experto extraer conclusiones. Los sistemas expertos facilitan también herramientas adicionales en forma de interfaces de usuario y los mecanismos de explicación. Las *interfaces de usuario*, al igual que en cualquier otra aplicación, permiten al usuario formular consultas, proporcionar información e interactuar de otras formas con el sistema. Los *mecanismos de explicación*, la parte más fascinante de los sistemas expertos, permiten a los sistemas explicar o justificar sus conclusiones, y también posibilitan a los programadores verificar el funcionamiento de los propios sistemas.

Por todo ello, la ingeniería de tráfico no podía ser ajena al reciente desarrollo de esta rama de la informática y, como se ha comentado con anterioridad, se ha utilizado para el desarrollo de complejos sistemas de regulación semafórica. En este sentido cabe preguntarse para qué sirve el sistema experto y qué puede hacer. Estos programas son sistemas de “captura de conocimiento”, de manera que no sólo aprenden órdenes básicas implementadas por su programador y grabadas en su base de conocimientos, sino que almacenan todas las contingencias del tráfico en forma de simples reglas que pueden ser analizadas a posteriori (a través de los denominados mecanismos de explicación). Es decir, el sistema traduce los acontecimientos de la red semafórica para el estudio ulterior de las causas, efectos y soluciones que, a su vez, pueden ser incorporadas al programa y ser usadas cuando sea necesario.

Si los conductores cambian sus hábitos, el sistema experto reacciona correctamente, pues conoce los datos externos a través de los detectores y es capaz de decidir la línea de acción adecuada utilizando las reglas básicas contenidas en su base de conocimientos y los mecanismos de deducción interna implementados en su motor de inferencias. Si fuese necesario modificar estas “reglas de juego”, las interfaces de usuario poseen *editores de reglas* especialmente diseñados para ello y que destacan por su sencillez y facilidad de uso.

Para la toma de decisiones sobre el reparto y el desfase estos programas ponderan la importancia de cada acceso con unos pesos cuyos valores oscilan entre **-10** y **+10** (el rango positivo implica que ese cruce adquiere prioridad en la temporización del parámetro afectado por el peso). A través de las órdenes implementadas en la base de conocimientos (también denominadas *supra reglas*; ver **figura 7.12**) el sistema traduce los datos recogidos por los detectores y decide incrementar o reducir el valor de los pesos de cada acceso pero, en última instancia, el ingeniero tiene la potestad de modificar dichos pesos según su criterio.

**Figura 7.12. Esquema del sistema experto del programa ITACA.**

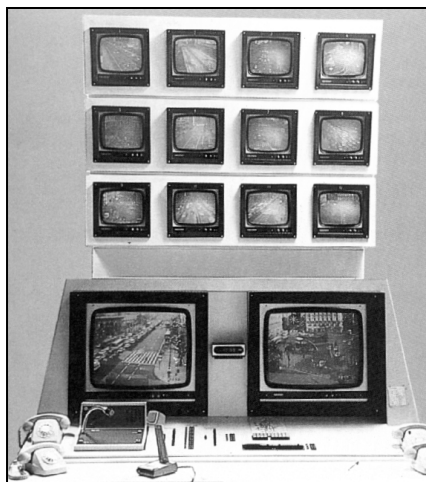


Así, el experto debe considerar la situación del tráfico, la red en que se encuentra, la estrategia que desea aplicar y, de una manera sencilla y ágil, obtener soluciones de una forma dinámica. Para ello, todas las estrategias que diseña están disponibles en su base de conocimientos y pueden activarse en cualquier momento. A mayores, los pesos deben ser optimizados en cada situación novedosa, combinando los valores definidos por el usuario con aquellos deducidos por el propio sistema, de manera que se aproveche la experiencia del ingeniero de tráfico y se utilicen los datos registrados que revelen el tráfico real.

Otro aspecto que muestra la potencia de estas herramientas informáticas es su capacidad de cambiar el método de control de la intersección, decidiendo, por ejemplo, retrasar el inicio del tiempo de verde en un grupo semafórico determinado, adelantar su cierre, o bien puede mantener determinados movimientos de giro. Estas modificaciones no son a menudo visibles para los conductores, pero suponen una herramienta muy útil para el ingeniero de tráfico. Sin embargo, todas estas prestaciones se supeditan a una correcta ubicación de los detectores. El sistema experto sólo actúa cuando es requerido por el tráfico y según la forma en que dicho tráfico se presente. Por ello, los elementos de captura de datos deben funcionar de manera eficiente, pues condicionan el reconocimiento de la situación del tráfico y la reacción correspondiente.

De cara al futuro, quizás la perspectiva más interesante sea la posibilidad de conectar el sistema con las bases de datos de las centrales de control de tráfico. A través de la programación de nuevas estrategias, cabe la posibilidad de intercambiar datos e instrucciones con las autopistas cercanas, la policía o los medios de comunicación (recogiendo información, por ejemplo, de un circuito cerrado de televisión como el mostrado en la **figura 7.13**).

**Figura 7.13. Circuito cerrado de televisión del Centro de Control de Tráfico de Madrid.**







## Capítulo 8: Planes de fases.

### ÍNDICE.

- 8.1. Introducción.
- 8.2. Influencia de los giros a la izquierda.
- 8.3. Planes de fases.
  - 8.3.1. Introducción.
  - 8.3.2. Control de dos fases.
  - 8.3.3. Control multifase.

### 8.1. INTRODUCCIÓN.

De los aspectos a tratar en un plan semafórico, la elección del *plan de fases* apropiado para una situación dada es sin duda el punto más complicado, y comprende tanto la fijación del número de fases a utilizar como la secuencia en que funcionarán. Además, la determinación de otros factores fundamentales dentro del proyecto semafórico (como son la duración del ciclo y el reparto del tiempo de verde disponible entre los movimientos críticos) requiere que el plan de fases haya sido determinado.

Como es sabido, las fases semafóricas son los mecanismos básicos de regulación y control que permiten alcanzar la eficacia operativa y la seguridad en una intersección. Mediante las unidades ópticas en verde de los semáforos un plan de fases asigna qué movimientos o grupos de carriles tienen derecho de paso a través de la intersección. El desarrollo de un plan de fases involucra el juicio profesional del ingeniero de tráfico, en la medida en que la determinación de las fases no se rige por reglas fijas, sino que depende del trazado de la intersección (geometría, usos asignados a los carriles, etc.), de las características del tráfico (volúmenes, velocidades, necesidades de los peatones, etc.), y, especialmente, de los volúmenes de tráficos de giro. Sin embargo, existen una serie de criterios, generalmente aceptados, a tener en cuenta en el diseño de un plan de fases:

- El número de fases debe ser el menor posible, con objeto de reducir al mínimo los tiempos perdidos en cada ciclo.
- El número de movimientos simultáneos, sin conflicto entre sí, debe ser máximo.
- El recorrido dentro de la intersección se procurará que sea lo más corto posible, para conseguir unos tiempos de despeje menores.

- Cuando el ciclo se divide en más de dos fases es necesario considerar el orden en que se producen, ya que ello influye en la seguridad y rendimiento de la intersección.
- Cuando, durante la fase de peatones, tanto el número de éstos como el de vehículos que tratan de salir de la intersección no sea muy elevado, puede permitirse el paso de ambos asignando preferencia a los peatones; si uno de los dos movimientos fuera relativamente importante, habría que considerar fases separadas, ya que en caso contrario podría ser peligroso o podrían generarse colas que bloqueasen la intersección.

Los objetivos del plan de fases son, por un lado, alcanzar una adecuada seguridad que evite accidentes de tráfico reduciendo los conflictos entre los distintos movimientos y, por otro, que la intersección posea una suficiente capacidad y unos niveles de servicio adecuados. Es decir, maximizar la eficacia operativa de la intersección aminorando los retrasos, las longitudes de cola, el número de paradas, etcétera.

Pero al determinar el número de fases requeridas, a veces, estos dos objetivos básicos pueden entrar en conflicto. Por ejemplo, aunque las fases con movimientos protegidos a la izquierda son más seguras que las fases con movimientos permitidos a la izquierda, en ocasiones, las fases añadidas derivan en ciclos de mayor duración, reduciendo la progresión e incrementando las detenciones y el porcentaje de vehículos retrasados. Estos factores influyen negativamente en la actuación del tráfico, la capacidad, y el consumo de combustible, además de tender a reducir la seguridad de todos los movimientos del tráfico en conjunto.

En resumen, se puede afirmar que el ingeniero de tráfico tiene una gran flexibilidad en la elaboración de los planes de fases, si bien debe perseguir con su diseño dos objetivos fundamentales: la eficiencia de la operación y la seguridad en la intersección para vehículos y peatones. Por todo esto, lo deseable es que se estudie la ordenación de la intersección conjuntamente con el funcionamiento de los semáforos.

## **8.2. INFLUENCIA DE LOS GIROS A LA IZQUIERDA.**

Como se ha sugerido, el problema de las secuencias de las fases es principalmente un problema de los movimientos permitidos de los giros a la izquierda. En general, cuando los volúmenes de giro a la izquierda y de tráfico de paso de frente se incrementan, se alcanza un punto donde dicho tráfico de giro no puede encontrar huecos seguros y adecuados.

La provisión de carriles exclusivos de giro a la izquierda aliviará la situación, ya que así se consigue espacio de almacenamiento para los vehículos que esperan en la cola a que aparezca un hueco aceptable en el tráfico opuesto de paso de frente. Si el problema persiste, la decisión de añadir fases separadas para los movimientos de giro a la izquierda debería ser cuidadosamente sopesada. Soluciones alternativas pueden incluir la prohibición completa de movimientos con giros a la izquierda o la entera reconstrucción de la intersección. La prohibición de los movimientos de giro a la izquierda usualmente se lleva a cabo solamente cuando existen unos itinerarios alternativos y adecuados. Esta situación se da, por ejemplo, en una calle arterial importante con intersecciones locales eventualmente espaciadas.

Si se alternan pares de intersecciones con y sin semáforos, los giros a la izquierda se prohíben en las intersecciones con semáforos y se permiten en las intersecciones sin semáforos, en las cuales se han construido carriles exclusivos de giro a la izquierda para el almacenamiento de vehículos. Los giros a la izquierda en estas intersecciones sin semáforos se pueden realizar a través de los huecos entre las columnas del tráfico de paso de frente opuesto. Esta técnica es efectiva solamente cuando la mayoría de las calles que interceptan a la arteria principal son accesos de los residentes locales de la zona. La reconstrucción de la intersección con la finalidad de establecer un enlace, ciertamente eliminará la necesidad de fases múltiples; sin embargo, pensada únicamente con este propósito, esta solución es, normalmente, demasiado costosa.

Muchas veces, en áreas urbanas densas, la decisión de controlar los movimientos de giro a la izquierda puede depender más de la demanda que de las consideraciones de seguridad. De esta manera, al adecuar esta demanda de giros a la izquierda, si se añaden fases preferentes para los giros a la izquierda, la capacidad total de la intersección podría reducirse, especialmente donde no existen rutas alternativas.

De todas formas, en líneas generales es preferible utilizar fases con movimientos de giro protegidos que, como es sabido, se llevan a cabo empleando las flechas en verde de los semáforos y, por consiguiente, prohibiendo a los movimientos conflictivos secundarios rodar simultáneamente. Por otro lado, es importante no olvidar que el proyecto de un plan de fases está estrechamente ligado al proyecto de ordenación y trazado de los carriles de las calles de acceso a la intersección. Por lo tanto, hay que tener en cuenta que, antes de estudiar la eficiencia relativa de los diversos planes de fases que son factibles de llevarse a cabo, hay que estudiar el proyecto de asignación de los movimientos de los vehículos y de los peatones a los carriles de cada calle de acceso.

Además, cuando se proyecta un plan de fases, también hay que considerar los factores siguientes:

- Capacidad de comprensión, percepción y aceptación del plan de fases por parte del conductor.
- Similitud de la intersección de estudio con otras intersecciones existentes a lo largo de una ruta o en un área.
- Consideraciones de progresión de la intersección dentro de un plan de semáforos coordinados.

Al mismo tiempo, se deben considerar los requerimientos básicos de seguridad, tales como una visibilidad adecuada, una distancia de cruce aceptable, velocidades admisibles de los vehículos de giro y de paso de frente.

De aquí en adelante se mostrarán diferentes esquemas con los principales planes de fases. En ellos los movimientos se representarán de la siguiente forma: los movimientos principales y protegidos durante la fase en la cual los mismos están en acción se representan como una línea sólida con una flecha; los movimientos inactivos durante la misma fase se esquematizan mediante una línea sólida con una barra al final, o sencillamente no se muestran; los movimientos permitidos se muestran normalmente con líneas de trazo con una flecha, pero algunas veces se dibujan líneas sólidas, en cuyo caso la existencia del flujo de oposición como una línea sólida con su propia flecha sirven para indicar el movimiento permitido. En algunos casos para realizar un diagrama sencillo, los giros a la derecha acompañando los movimientos de los vehículos que siguen rectos simplemente no se representan.

### **8.3. PLANES DE FASE.**

#### **8.3.1. Introducción.**

Antes de discutir los aspectos detallados del proyecto de fases, se debe comentar la existencia de dos planteamientos diferentes para la confección del agrupamiento de las fases en los reguladores de los semáforos. Estos dos planteamientos básicamente se diferencian en la forma en que se especifican los parámetros de control:

- ***Parámetros de control especificados por fases.*** Es el planteamiento del Highway Capacity Manual (**HCM**). En el mismo, los parámetros de control (período intermedio, tiempo de verde efectivo, etc.) se especifican por fases y éstos se aplican a todos los movimientos que tienen derecho de paso durante la fase. En este caso, el objetivo del proyecto de las fases consiste en minimizar el número de fases. Según el **HCM**, como regla general, a menos que las condiciones existentes obliguen a añadir alguna fase más, se deben usar planes de dos fases. Este planteamiento considera que, como el intervalo entre fases es una parte del tiempo perdido por ciclo, al aumentar el número de fases aumenta en general la proporción de tiempo perdido en el ciclo. Esto es válido cuando no existen movimientos solapados, pero no es correcto cuando se introducen en el plan de fases este tipo de movimientos, sobre todo al utilizar las técnicas modernas de control del tráfico en los semáforos.

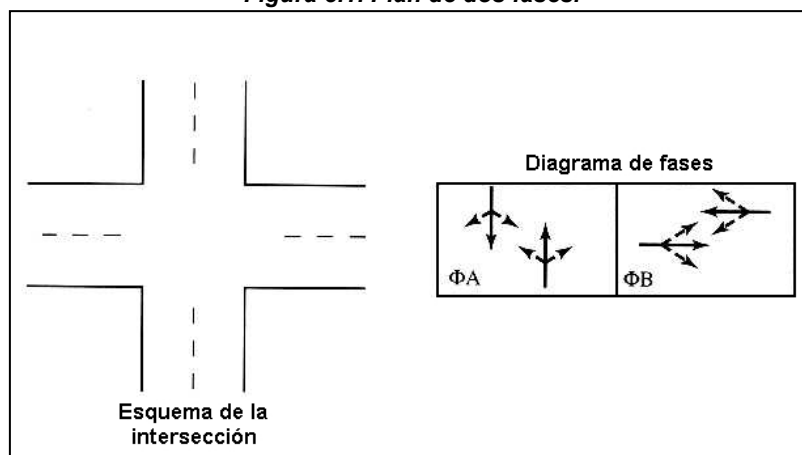
- ***Parámetros de control especificados por movimientos.*** Es el planteamiento del Australian Road Research Board (**ARR**). En el mismo los parámetros de control solamente se especifican para los movimientos y nunca para las fases. En teoría, esto permite, por un lado, dar soluciones más flexibles y eficientes, y por otro, llevar a cabo planes de fases complicados (con movimientos solapados múltiples), inherentes a las prácticas modernas de semaforización mediante flechas. Las técnicas de análisis de semáforos desarrolladas en el **ARR** se basan en este último planteamiento. El objetivo del proyecto de fases consiste en maximizar la cantidad de solapes (aun cuando se incremente el número de fases) con el fin de reducir el tiempo total necesario para lograr los requisitos de capacidad exigidos por los movimientos críticos de la intersección; es decir, aumentar el tiempo de verde que necesitan los movimientos que influyen de una manera decisiva en la capacidad de la intersección.

Como solución de compromiso entre estos dos planteamientos, es conveniente no imponer limitaciones sobre el número de fases que se deban emplear. Sin embargo, en los reguladores prefijados, como regla general, éstas deberían mantenerse dentro de un número mínimo. Esto es así porque en el inicio y el final de las fases se producen pérdidas de tiempo, haciendo más largos los intervalos de cambio y los ciclos, provocando, a su vez, una reducción del tiempo de verde disponible y, por lo tanto, un detrimento de la eficacia de la intersección. Por consiguiente, en los reguladores prefijados, según este enfoque, más de tres fases tenderían a incrementar la duración del ciclo y las demoras. Por el contrario, los reguladores actuados multifase tienden a aminorar estos efectos indeseables cuando se utilizan convenientemente mediante el recurso de los movimientos solapados.

### 8.3.2. Control de dos fases.

El **HCM** recomienda, siempre que fuera posible, utilizar planes de dos fases porque es el más sencillo y claro de los existentes, y el generalmente utilizado, salvo en los casos en los que los condicionantes existentes obliguen a añadir alguna fase más. En el mismo, cada una de las dos calles que forman la intersección recibe una fase, durante la cual se llevan a cabo todos los movimientos de la misma (**figura 8.1**). Los movimientos de giro a la derecha y a la izquierda se realizan en modo permitido, generalmente desde carriles compartidos, aunque se podrían establecer carriles exclusivos si fueran necesarios para todos o alguno de los giros. De esta manera, este plan de dos fases con movimientos de giros permitidos descansa sobre la resolución de los conflictos por medio de sencillas reglas de prioridad, que permiten solucionar los conflictos secundarios generados. Por ejemplo, los vehículos de giro a la derecha deben ceder el paso a los peatones que cruzan la calle o, en su caso, los vehículos permitidos de giro a la izquierda deben ceder el paso a los vehículos de oposición de paso de frente que cruzan la intersección.

**Figura 8.1. Plan de dos fases.**



En este plan de dos fases para una intersección en cruz, la fase **A** ( $\Phi A$ ) asigna el derecho de paso a los movimientos de los accesos de la calle principal y la fase **B** ( $\Phi B$ ) transfiere el derecho de paso a los de la calle secundaria.

Esta solución ayuda a mejorar la eficiencia operativa y la capacidad cuando hay suficientes huecos en la corriente de tráfico opuesta (es decir, cuando la cantidad de vehículos de paso de frente y que giran a la izquierda es tal que no se crean retrasos o condiciones inseguras en los movimientos de giro a la izquierda, y además existe suficiente espacio para el almacenamiento de la cola formada por los vehículos que quieren girar).

En resumen, a no ser que el volumen de tráfico en los giros a la izquierda de la intersección requiera que dichos movimientos sean protegidos, se suele usar el plan dos fases. En USA está muy implantado; en nuestro país este plan de fases se utiliza mucho menos. La gran ventaja de la semaforización mediante dos fases es su gran sencillez conceptual, por lo que debe utilizarse siempre que sea posible su uso en reguladores de tipo predeterminado.

### **8.3.3. Control multifase.**

Este tipo de planes de fases se utiliza cuando uno o más giros a la derecha o a la izquierda requieren una fase exclusiva, al exigir un funcionamiento en modo protegido. Así, dentro de este tipo de planes de fases se pueden dar una gran cantidad de posibilidades según los giros que requieran fase exclusiva, y de la secuencia y solapes que se utilicen.

Generalmente es el giro a la izquierda el que necesita una fase de giro parcial o totalmente protegido, por lo que las fases que comúnmente se le añaden a una secuencia bifase son las de giros permitidos a la izquierda. De esta manera, en un plan de tres fases se tendría una fase independiente para los giros a la izquierda. En este caso, dichos giros requieren que se construyan carriles exclusivos para ellos. Sin embargo, es importante notar que los carriles exclusivos para girar a la izquierda se pueden proporcionar sin fases protegidas. Donde se haga esto, los vehículos de giro a la izquierda no bloquean o demoran los vehículos de paso de frente en el acceso.

#### ***a) Plan de fases con giro a la izquierda protegido.***

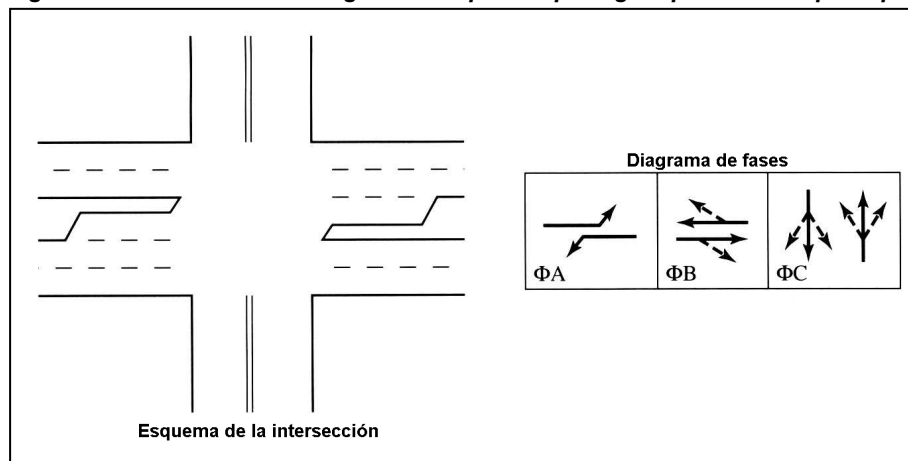
La decisión de proporcionar protección al movimiento de giro a la izquierda en una intersección está muy influida por las políticas, normas y prácticas estatales o locales, variando de unos lugares a otros en función de lo establecido por la administración correspondiente. Sin embargo, existen unas directrices fijadas en función del volumen de vehículos que efectúan dicho giro a la izquierda y que se suelen tomar como referencia. Así, cuando el citado volumen es inferior a **100 veh/h**, rara vez se establece un modo protegido para el giro a la izquierda, ya que se considera que incluso si el flujo es tan denso como para bloquear todos los giros a la izquierda, durante el tiempo de ámbar y todo rojo se podrían realizar al menos dos giros (si el ciclo fuera de 60 seg, equivaldría a unos 120 giros a la hora sin necesidad de una fase exclusiva).

A pesar de ello, existen ciertas condiciones en las que puede ser conveniente establecer una fase exclusiva para el giro a la izquierda, como son intersecciones donde exista visibilidad limitada o la geometría sea inusual y pueda dar lugar a situaciones conflictivas. La protección del giro a la izquierda se utiliza siempre que el volumen de dicho movimiento es mayor de **250 veh/h**, debido a que, aun cuando el flujo de oposición a dicho movimiento no fuera considerable, el gran volumen de giros a la izquierda obligaría a una fase exclusiva desde el punto de vista de la capacidad y con objeto de garantizar la seguridad. Para volúmenes intermedios, se debe tener en cuenta el volumen de tráfico de oposición al movimiento de giro a la izquierda, el número de carriles, la duración del ciclo, el tiempo de verde, la demora de los vehículos que giran a la izquierda, la accidentalidad, etc., para tomar una decisión al respecto.

Una cuestión de gran importancia a la hora de establecer una fase exclusiva para el giro a la izquierda es el hecho de que exista en la intersección un carril exclusivo para dicho movimiento. De no ser así, se plantearía el problema de que cuando el semáforo se pusiera en verde para girar a la izquierda, el primer vehículo de la fila no realizase dicho movimiento, con lo cual se produciría un bloqueo del carril para el resto del tráfico que si fuese a girar. Además, la longitud del carril exclusivo para giro a la izquierda debe ser la suficiente como para poder acomodar las colas de vehículos que puedan formarse durante cada ciclo.

El plan de fases más sencillo con giro a la izquierda protegido es un plan de tres fases (**figura 8.2**), la primera exclusiva para girar a la izquierda en la calle principal, seguida de una para el movimiento recto y a la derecha, y una fase para los movimientos de la otra calle. Normalmente, la fase de giro a la izquierda suele colocarse antes de la fase de movimiento recto en dicha calle, aunque existen casos en los que puede alterarse dicha secuencia.

**Figura 8.2. Plan de fases con giro a la izquierda protegido para la calle principal.**

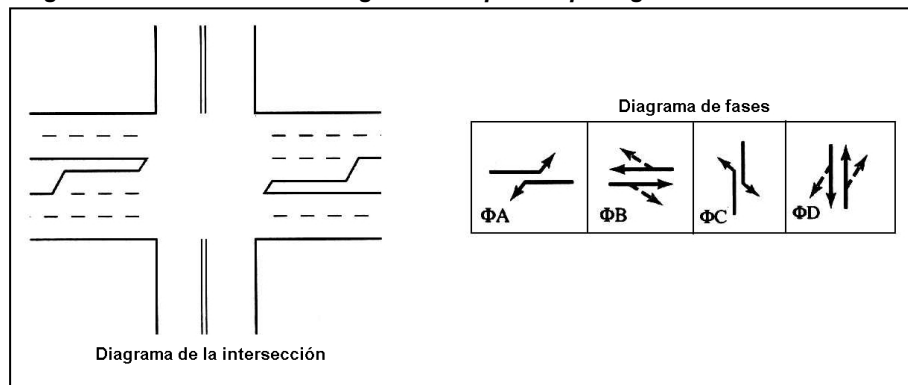




Una variante consiste en consentir en la segunda fase giros a la izquierda en modo permitido. Estos planes de fases (“protegido + permitido” o “permitido + protegido”) son útiles cuando la combinación entre el flujo recto y de giro a la izquierda para una misma calle es tan densa que el establecimiento de una fase con giro a la izquierda totalmente protegido daría lugar a ciclos excesivamente largos. Sin embargo, este tipo de plan es más difícil de comprender por parte de los conductores, y, por tanto, más complejo de llevar a la práctica de manera eficaz. Por esta razón sólo son usados como último recurso, cuando no existe otra posibilidad. Además, cuando los volúmenes de giro a la izquierda no son similares, o cuando sólo uno de los giros exige una fase totalmente protegida, resultan más eficaces otro tipo de planes.

Además del plan de tres fases, existen otras configuraciones que utilizan una fase exclusiva para el giro a la izquierda. Una de las más frecuentes consiste en establecer una fase exclusiva para dicho giro en las dos calles que forman la intersección, de manera que en cada una de ellas ambos giros a la izquierda se dan de manera simultánea, resultando así un plan de cuatro fases. Para poder llevar a la práctica este plan, mostrado en la **figura 8.3**, en cada una de las calles deben existir los correspondientes carriles exclusivos para estos movimientos.

**Figura 8.3. Plan de fases con giro a la izquierda protegido en ambos accesos.**

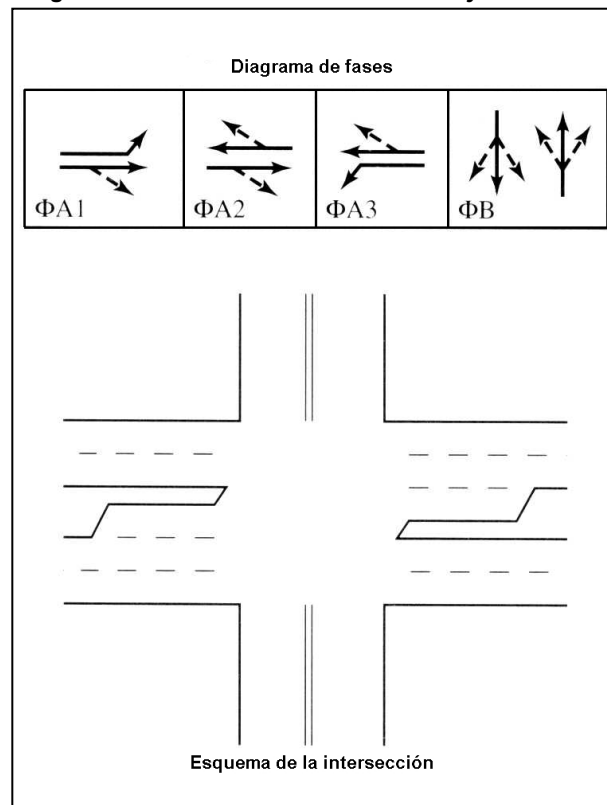


**b) Plan de fases con verde adelantado y retrasado.**

Cuando en un plan de fases se establece una fase exclusiva para el giro a la izquierda, ambos movimientos de giro en una calle van a tener asignado el mismo tiempo de verde. En algunos casos esto puede resultar poco efectivo, sobre todo cuando los volúmenes de tráfico de uno y otro giro son significativamente diferentes. Así, para hacer frente a este tipo de situaciones se desarrolló el plan de fases “con verde adelantado y retrasado”.

El esquema más sencillo de este tipo de plan (ver **figura 8.4**) comienza con una fase en la que uno de los movimientos rectos de la calle principal está detenido, mientras se produce el movimiento en dirección contraria junto con el correspondiente giro a la izquierda protegido; a continuación se libera el citado movimiento, que se desarrolla simultáneamente con el primero, permitiéndose además giros a la derecha. Seguidamente, el primer movimiento recto es detenido, mientras el segundo continúa junto con el giro a la izquierda correspondiente en modo protegido; y finalmente se da paso a los movimientos de la calle secundaria.

**Figura 8.4. Plan con verde adelantado y retrasado.**



Este plan permite un solapamiento de las fases, de manera que cuando los volúmenes de los giros a la izquierda en la calle principal son desiguales se pueden ajustar las duraciones del tiempo de verde en la fase adelantada y en la retrasada. Por lo general son muy flexibles y permiten otras opciones interesantes, como:

- Utilizar el verde adelantado sin el verde retrasado (o viceversa) cuando sólo uno de los giros a la izquierda requiera fase protegida o bien cuando sólo existe un giro a la izquierda desde la calle principal.

- Autorizar el giro permitido a la izquierda durante la fase de movimiento recto, lo cual es especialmente útil cuando la geometría de las calles que confluyen no permite un carril exclusivo de giro a la izquierda.
- Incorporar fases de verde adelantado y retrasado también para la calle secundaria, si la situación lo requiere.

*c) Plan de fases con giro a la derecha protegido.*

La utilización de fases exclusivas para el giro a la izquierda, o de fases en el que este movimiento actúe en modo protegido, es algo común y uno de los aspectos fundamentales a considerar en el diseño de una intersección. En el caso de los giros a la derecha, lo habitual es que funcionen en modo permitido y a menudo desde carriles compartidos. Pero cuando el flujo de peatones es tan elevado que se produce el bloqueo de todos los turnos de giro a la derecha, es necesario establecer un giro a la derecha que funcione en modo protegido. Se estima que aproximadamente se da esta situación cuando el flujo de peatones alcanza los **1700 peatones/hora**, aunque alcanzar esos valores no es habitual y rara vez se produce, salvo en el centro de las grandes ciudades.

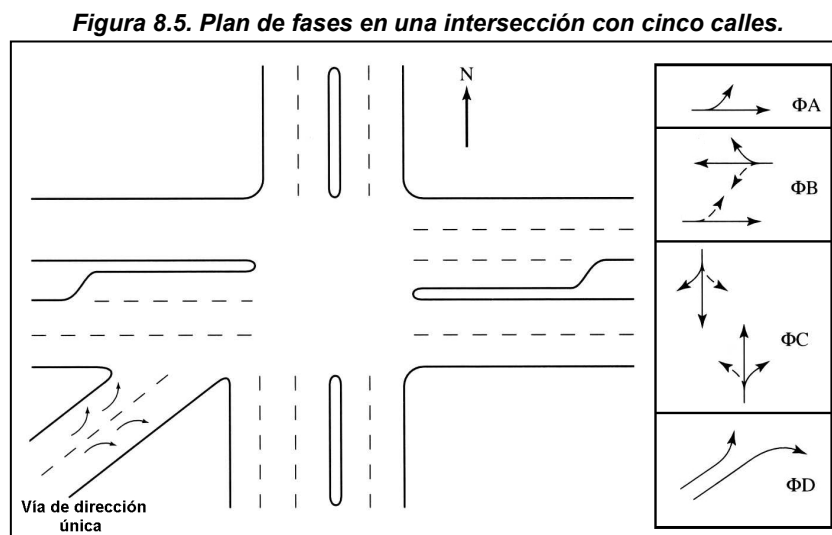
Así, el establecimiento de una fase de giro a la derecha protegido puede ser beneficioso en la intersección para el tráfico rodado, pero en general esto implicará un empeoramiento de la circulación de peatones, con lo que en estos casos habría que estudiar la viabilidad de pasos elevados o subterráneos para los mismos. Aparte de este caso, los carriles exclusivos para el giro a la derecha son útiles en aquellas situaciones en las que existe un gran volumen de tráfico para girar a la derecha, y sobre todo, cuando dicho movimiento es permitido durante una fase de rojo del movimiento recto.

*d) Otros casos.*

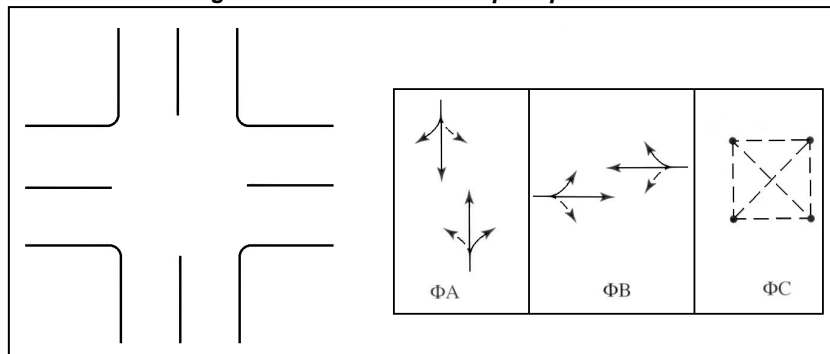
Como se ha dicho, los planes fases presentan una gran variabilidad y existen infinidad de posibilidades, de manera que se puede lograr, para una intersección dada, la mayor efectividad en la regulación del tráfico mediante la combinación de fases de verde adelantado y retrasado para una calle, fases de giro a la izquierda (protegido + permitido) para otra, etc. Pero, a la hora de realizar estas combinaciones, se debe valorar el beneficio en cuanto a eficiencia que aportan los planes de fases más complejos frente a la confusión que pueden causar en los conductores. Generalmente no es acertado implantar un plan de fases exclusivo que no vaya a ser utilizado en ninguna otra intersección dentro de la región o zona, ya que su singularidad podría causar más conflictos que beneficios a la circulación.

Los casos descritos en los apartados anteriores son suficientes para hacer frente a las intersecciones habituales (tanto en vía urbanas como interurbanas), pero existen configuraciones que por sus características requieren planteamientos especiales. A continuación se describen algunos de estos casos poco comunes:

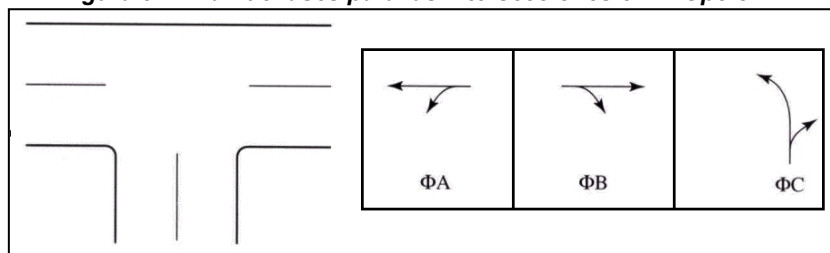
- Cuando el número de calles que confluyen en la intersección sobrepasa un cierto número, los planes de fases se complican. En el ejemplo de la **figura 8.5**, al ser la quinta vía de dirección única, se simplifica parcialmente la situación, pudiendo establecerse un plan de cuatro fases, con un solo giro a la izquierda protegido; pero si el número de giros a la izquierda que requieren protección es mayor, necesariamente habría que incrementar el número de fases. En este tipo de intersecciones, en general, algunos movimientos tienen que ser prohibidos, para lograr que la circulación sea eficiente y segura.



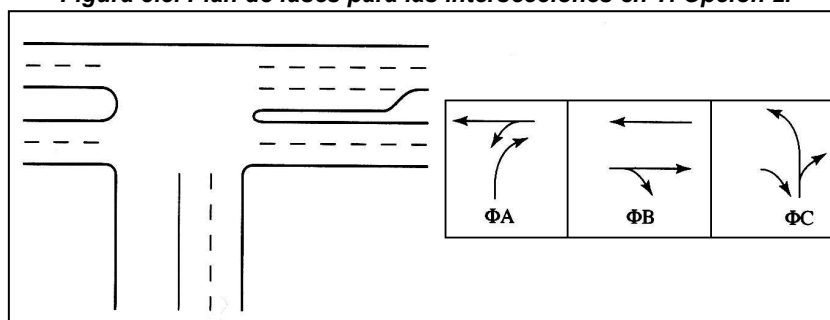
- Como es lógico, todo plan debe considerar en alguna de sus fases los movimientos peatonales, pero cuando el volumen de transeúntes es muy elevado se puede establecer una **fase exclusiva para peatones**, en la cual a éstos les está permitido moverse libremente a lo largo de toda la intersección (**figura 8.6**). El principal problema que plantea esta solución (si realmente es necesaria al no existir otra manera de manejar tales volúmenes viandantes) es que la citada fase debe incluirse como tiempo perdido adicional en el movimiento de los vehículos, teniendo en cuenta además que, en general, al término de la fase el despeje de la intersección no será total y el tiempo perdido, por lo tanto, se incrementará todavía más.

**Figura 8.6. Fase exclusiva para peatones.**

- Para una **intersección en T** se pueden diseñar planes de fases muy diferentes en función de los objetivos que se persigan. En una primera opción (**figura 8.7**) la intersección se soluciona fácilmente con un sencillo plan de tres fases que separa todos los movimientos.

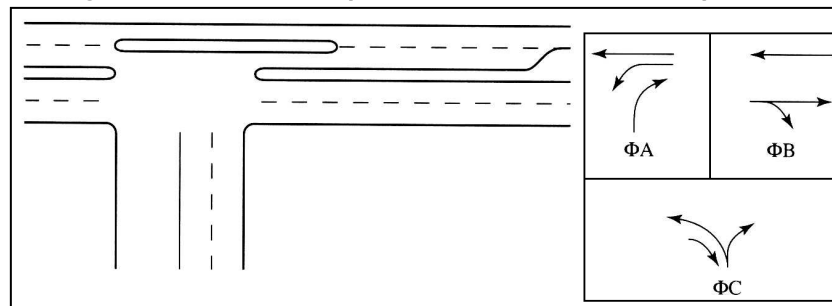
**Figura 8.7. Plan de fases para las intersecciones en T. Opción 1.**

Un segundo plan (**figura 8.8**) propone unas medianas que actúan a modo de canalización y establece un carril exclusivo de giro a la izquierda en la calle principal.

**Figura 8.8. Plan de fases para las intersecciones en T. Opción 2.**

En el tercer caso, la canalización es más compleja, lo que permite que el movimiento recto en la calle principal se pueda producir de manera continua (**figura 8.9**).

**Figura 8.9. Plan de fases para las intersecciones en T. Opción 3.**



#### **e) Control actuado.**

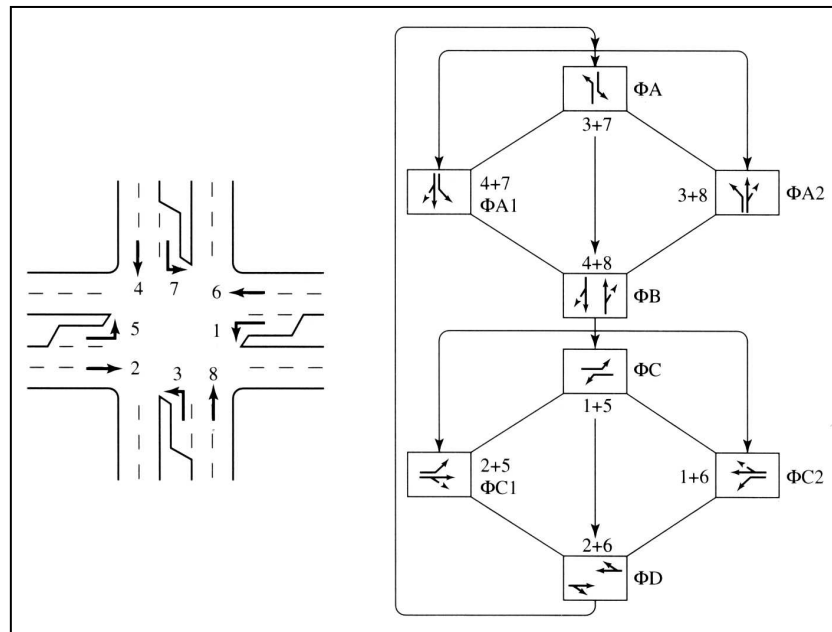
Todos los planes de fases descritos hasta el momento se podían llevar a cabo tanto con controladores de tiempos fijos como accionados, según los tiempos de verde de cada fase se fijen previamente o bien varíen en función de las activaciones sobre los detectores. Pero existen algunos planes de fases que únicamente se pueden llevar a la práctica utilizando reguladores de operación accionada, al incluir fases optativas y caminos alternativos a lo largo del ciclo.

Los controladores modernos proporcionan a los ingenieros de tráfico una gran flexibilidad para atender a las variaciones del tráfico, ya que no sólo les permiten actuar sobre la duración del ciclo y los tiempos de verde sino que también permiten alterar la secuencia de las fases e incluso saltarse alguna en función de las circunstancias. El control actuado se implementa generalmente en localizaciones aisladas, donde la coordinación con otras señales y semáforos no es necesaria ya que eso reduciría la flexibilidad que este tipo de control intenta proporcionar. En estos planes de fases existen infinitas posibilidades, por lo que a modo de ejemplo se describirán algunas de ellas.

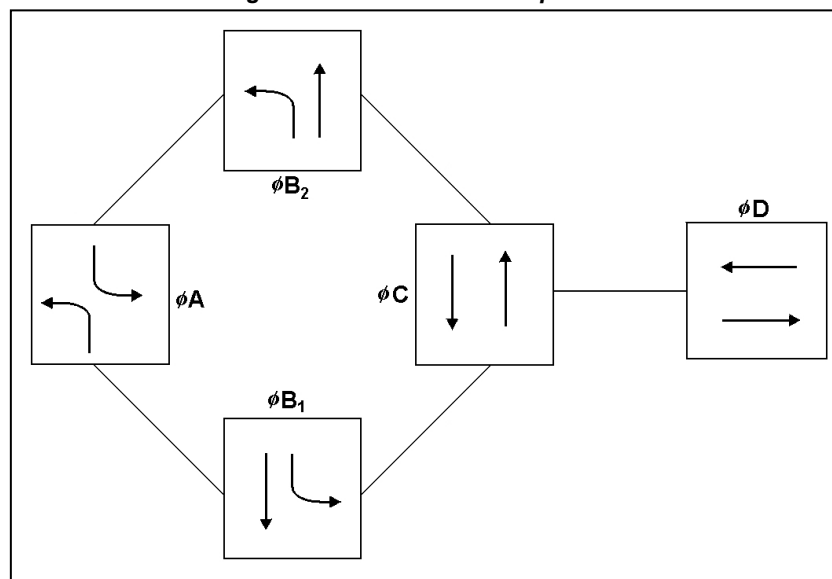
En primer lugar se analiza el **control actuado de 8 fases**. Comienza con una fase exclusiva de giro a la izquierda en la calle principal, en la que los dos giros funcionan en modo protegido; le sigue una fase de verde adelantado, en la cual se puede optar entre uno u otro giro a la izquierda según las actuaciones del detector. Cuando esta fase es satisfecha totalmente o bien se cumple el máximo tiempo de verde asignado se pasa a la fase de movimiento recto en ambas direcciones con giro a la derecha permitido (**figura 8.10**).

Si en cualquier ciclo no existiese demanda para el giro a la izquierda, el controlador saltaría a la fase siguiente, teniendo que esperar hasta el siguiente ciclo cualquier vehículo que llegase para girar a la izquierda. Análogamente existiría una secuencia de estas características para la otra calle que confluye en la intersección, o bien si no fuera necesaria, podría establecerse una única fase que diese servicio a todos los movimientos de la calle secundaria.

**Figura 8.10. Control actuado de ocho fases.**



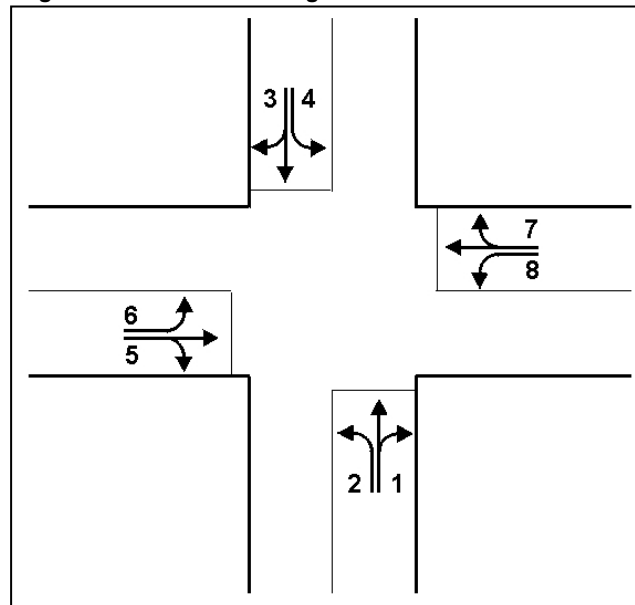
**Figura 8.11. Plan de fases opcional.**



En el plan de fases de la **figura 8.11**, la fase **A** está dedicada exclusivamente al giro a la izquierda desde la calle principal. La fase **B** es una fase de verde adelantado; según qué sentido de la calle principal tenga el mayor volumen de movimientos de giro a la izquierda esta fase podrá ser: **B<sub>1</sub>** para el sentido **Norte-Sur** o **B<sub>2</sub>** para el sentido **Sur-Norte**. Los activadores de los detectores determinarán en cada ciclo qué sentido tendrá esta fase. A continuación vendrá la fase **C** para el movimiento en recto de la calle principal. Y por último, la fase **D** dará servicio a todos los movimientos desde los accesos secundarios. La ventaja de este plan de fases sobre el clásico con verde adelantado y retrasado reside en que no se separan los giros a la izquierda, esto es, que todos los giros a la izquierda comienzan al mismo tiempo.

Se puede recurrir a la intersección mostrada en la **figura 8.12** con el fin de comprender cómo trabajan los planes de fases variables. En esta figura, todos los movimientos de giro a la izquierda son protegidos, es decir, están regulados (por separado) mediante carriles exclusivos y también por semáforos con flechas de tres aspectos. Por consiguiente, en la misma están prohibidos los movimientos de giros permitidos con tráfico de oposición, es decir, las flechas rojas están encendidas durante las fases adecuadas. La discusión será presentada desde el punto de vista de los movimientos **1, 2, 3 y 4** de los accesos **Norte** y **Sur** (aunque lo mismo se aplicaría a los cuatro movimientos de los accesos **Este** y **Oeste**).

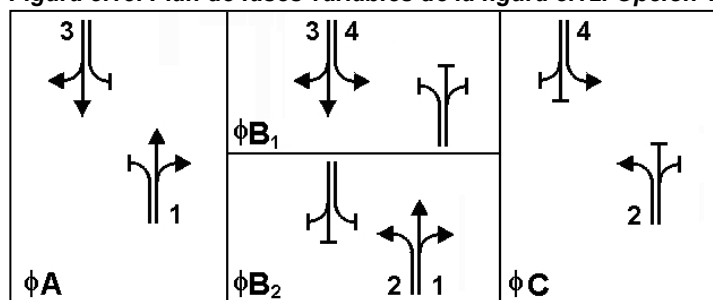
**Figura 8.12. Intersección genérica con cuatro accesos.**





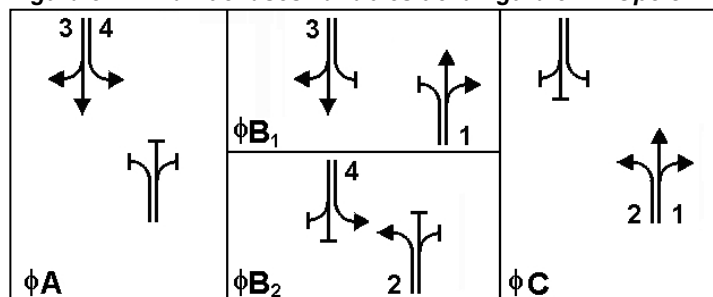
En la **figura 8.13** se muestra un plan de fases variable correspondiente a esta intersección. Este plan, dependiendo de las intensidades de tráfico de los movimientos de giro y de paso de frente, genera la secuencia de fases **A, B<sub>1</sub>, C** o **A, B<sub>2</sub>, C**. Así, por un lado, cuando la intensidad del movimiento **1** es mayor que la del movimiento **3**, resultaría la secuencia **A, B<sub>2</sub>, C**; por el otro lado, cuando la intensidad del movimiento **1** es menor que la del movimiento **3**, resultaría la secuencia **A, B<sub>1</sub>, C**. Cuando los dos movimientos tienen la misma intensidad se obtiene la secuencia **A, C**, la cuál, lógicamente, resulta más sencilla.

**Figura 8.13. Plan de fases variables de la figura 8.12. Opción 1.**



La **figura 8.14** representa, para la misma intersección, otro plan de fases variable. Éste, dependiendo del resultado de la comparación de las intensidades de tráfico de los movimientos **3** y **4**, da la secuencia **A, B<sub>3</sub>, C** o la secuencia **A, B<sub>4</sub>, C**.

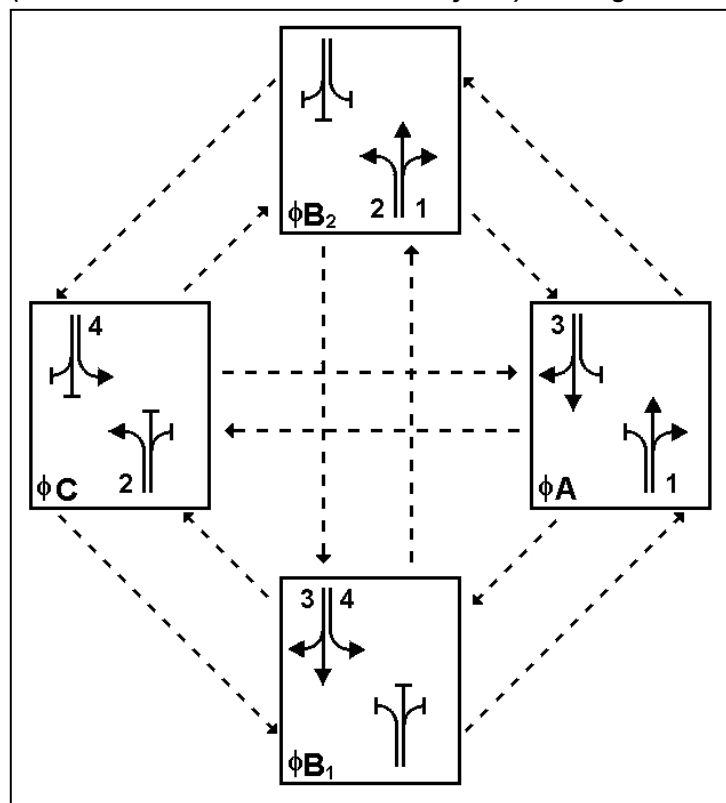
**Figura 8.14. Plan de fases variables de la figura 8.12. Opción 2.**



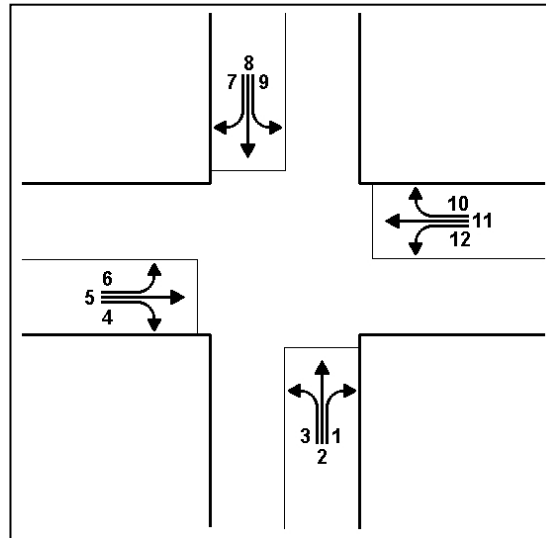
En total hay 12 secuencias posibles considerando aquéllas con fases inversas **C, B<sub>i</sub>, A** (*i*=1 a 4) ó **C, B**. En teoría es verosímil un plan de fases variables que permita estas 12 secuencias. Sin embargo, es preferible que la variación de secuencias sea limitada, debido fundamentalmente a los factores anteriormente mencionados en el proyecto de un plan de fases (capacidad de comprensión y percepción del conductor, similitud de la intersección a lo largo de una ruta, restricciones debidas a la necesidad de coordinación de semáforos).

La **figura 8.15** refleja un diagrama de generación de las secuencias de fases realizado para los movimientos **1, 2, 3 y 4** de los accesos **Norte** y **Sur** de la intersección mostrada en la **figura 8.12** (correspondiente al plan de fases de la **figura 8.13**). Las doce secuencias consideradas anteriormente se pueden obtener comenzando con las fases **A, B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub> o C** y prosiguiendo a lo largo de las líneas punteadas hacia las dos fases a lo largo del perímetro, o a la fase opuesta omitiendo la fase intermedia. Por ejemplo, (**A, B<sub>1</sub>, C**); (**A, B<sub>2</sub>, C**); (**A, C**) y así sucesivamente. Además, de dicho diagrama se pueden generar otras secuencias no consideradas anteriormente y que provocan que algunos movimientos tengan dos períodos de verde por ciclo (por ejemplo, la secuencia **C, B<sub>2</sub>, B<sub>1</sub>** genera dos períodos de verde por ciclo para el movimiento **4**). Esta solución es útil cuando se dispone de un carril de almacenamiento de la cola muy corto o cuando la intensidad de saturación cae durante un período de verde largo. Si con los movimientos **5, 6, 7 y 8** de las calles de acceso **Este** y **Oeste** se realizara un diagrama similar, se obtendrían secuencias similares. El diagrama de generación de la figura anterior asume la prohibición de giros permitidos a la izquierda durante la fase correspondiente a los movimientos de paso de frente de la secuencia **A**.

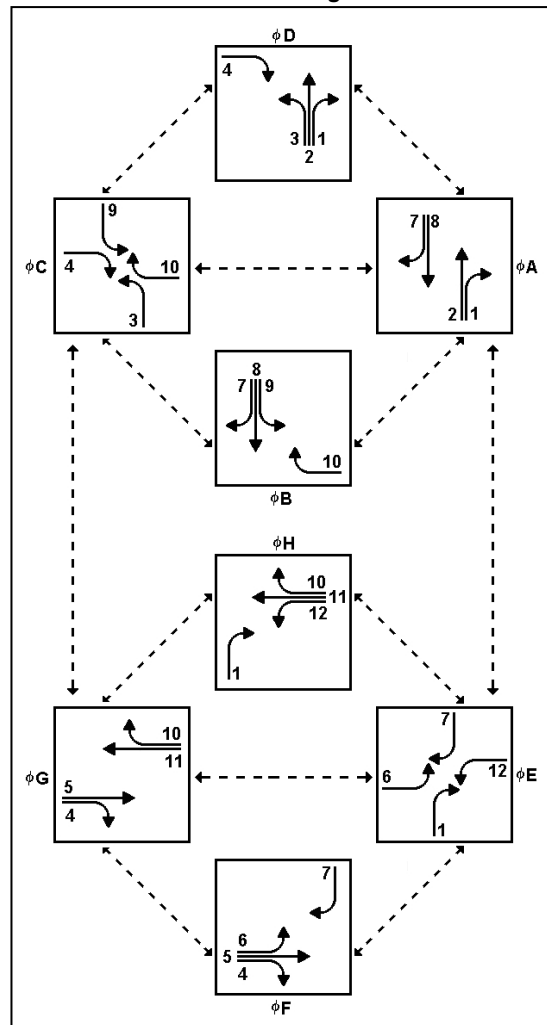
**Figura 8.15. Diagrama de generación de secuencias de fases (movimientos desde las calles Norte y Sur) de la figura 8.12.**



**Figura 8.16. Intersección en cruz donde se regulan separadamente los giros a la derecha.**

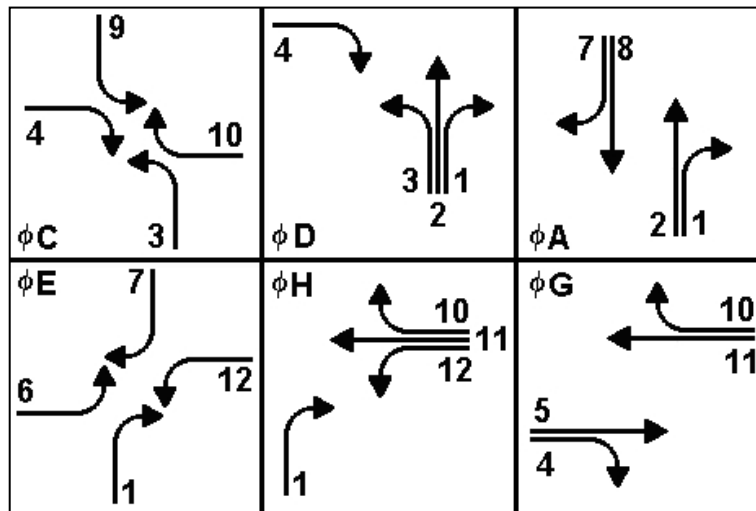


**Figura 8.17. Diagrama de generación de secuencias de fases de la figura 8.16.**



Tal y como se muestra en la **figura 8.16** y **figura 8.17**, el análisis anterior se puede extender a las intersecciones en que se regulan separadamente los movimientos de giro a la derecha. En este caso en particular se ha supuesto un plan de ocho fases con movimientos solapados desde los accesos **Norte-Sur** y **Este-Oeste**. Esto se puede comprobar generando varias secuencias del diagrama: aquéllas que solamente producen un período verde por ciclo para todos los movimientos se pueden obtener comenzando en las fases **A**, **B**, **C** o **G**. Éstas son por un lado, (**A**, **B**, **C**), (**A**, **D**, **C**), (**A**, **C**) y las secuencias inversas de los accesos **N-S** y, por otro, (**E**, **F**, **G**), (**E**, **H**, **G**), (**E**, **G**) y las secuencias inversas desde los accesos **E-O**. La secuencia completa de fases de la intersección se obtiene combinando las secuencias **N-S** y **E-O** (por ejemplo, la de la **figura 8.18**).

**Figura 8.18. Plan de fases variables de la secuencia C, D, A, E, H, G.**



## **Capítulo 9: El diseño geométrico de la intersección semafórica.**

### **ÍNDICE.**

- 9.1. Introducción.**
- 9.2. Características geométricas generales de una intersección.**
  - 9.2.1. Alineación horizontal.**
  - 9.2.2. Alineación vertical.**
- 9.3. Características geométricas específicas de las intersecciones.**
  - 9.3.1. Configuración de la intersección.**
  - 9.3.2. Carriles.**
  - 9.3.3. Giros a la derecha.**
  - 9.3.4. Giros a la izquierda.**
  - 9.3.5. Carriles de almacenamiento.**
  - 9.3.6. Isletas y medianas.**
  - 9.3.7. Otros elementos.**
- 9.4. Ubicación de los semáforos en una intersección.**
  - 9.4.1. Particularidades de los semáforos en báculo.**
  - 9.4.2. Requerimientos de los semáforos.**

### **9.1. INTRODUCCIÓN.**

El empleo de intersecciones con semáforos responde a la necesidad de coordinación entre los distintos movimientos, y para ello es necesario que exista el adecuado equilibrio entre el diseño geométrico y la regulación semafórica del cruce. Este hecho puede derivar en dos situaciones:

- Diseño de la intersección con semáforos.
- Intersecciones ya existentes no semaforizadas que requieren la instalación de semáforos.

En el primer caso corresponde con el diseño en sí, es decir, desde el inicio del proyecto se plantea la instalación de un grupo semafórico en la intersección. De esta forma, junto a las peculiaridades propias de un cruce, se deben tratar las características específicas que acarrea la instalación de semáforos (carriles de acceso, carriles de giro, carriles de almacenamiento, isletas, etc.). En el segundo caso se tienen que determinar las posiciones idóneas de los semáforos dentro de una intersección ya existente, lo que implica un estudio de visibilidad junto a una descripción geométrica del cruce.

## 9.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS GENERALES DE UNA INTERSECCIÓN.

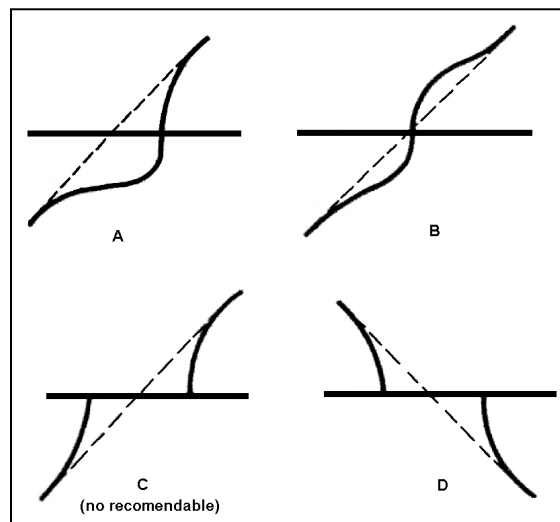
### 9.2.1. Alineación horizontal.

La alineación de los movimientos principales dentro de una intersección deber estar en consonancia con la velocidad específica de las calles próximas y con el criterio de diseño adecuado (por ejemplo, si el tráfico de la vía principal posee una buena progresión y las calles secundarias ceden el paso debido a un **STOP**, el trazado geométrico del cruce para el movimiento principal debe ser, al menos, tan bueno como el tramo de aproximación a él).

De cualquier manera, siempre se puede admitir un peor diseño si se produce una satisfactoria transición entre el trazado existente en la aproximación al cruce y el de la intersección, o bien si la visibilidad es la adecuada y la calle está dotada de señales y/o marcas viales allí donde sean precisas.

Se admite que el *ángulo de intersección* deseable entre dos calles oscila entre los **70°** y los **90°**. Este último sería el más aconsejable, pero podría reducirse para favorecer los movimientos de giro. En general, los ángulos de cruce inferiores a **70°** deben evitarse, pues conducen a grandes superficies pavimentadas y ciclos de mayor duración, con el consiguiente efecto negativo en la capacidad de la intersección. Sin embargo, podrían diseñarse intersecciones con ángulos de cruce pequeños cuando existan movimientos de trenzado de baja velocidad, pues éstos se ven favorecidos con ángulos agudos.

**Figura 9.1. Realineación del trazado de un cruce.**



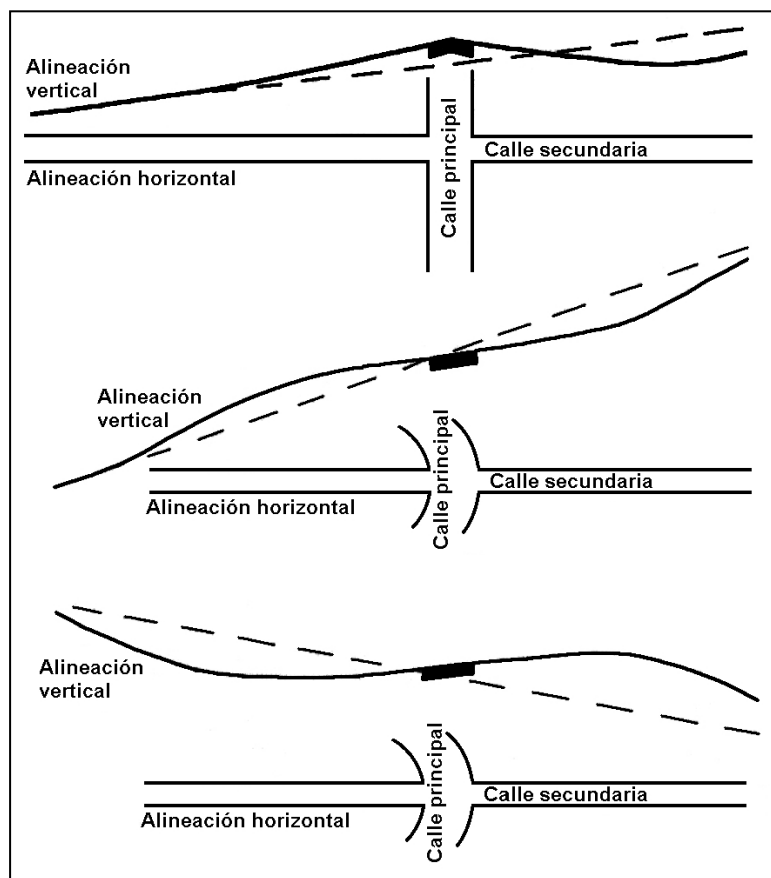
En la **figura 9.1** se muestran algunos ejemplos de realineaciones que producen ángulos de cruce satisfactorios. Como se observa, la solución **C** no es recomendable al requerir tráfico transversal tanto para el giro a la derecha desde la calle principal como para el giro a la izquierda, aunque puede utilizarse cuando:

- Las dos calles están controladas por semáforos.
- La calle principal presenta calzadas separadas y hay suficiente distancia desde el cruce que le precede como para introducir, en la mediana, un carril protegido a la izquierda.
- Las velocidades en todas las calles involucradas están restringidas.

### 9.2.2. Alineación vertical.

Normalmente, la pendiente de la calle principal debe conservarse a lo largo de la intersección, mientras que la rasante de las vías secundarias debe ser modificada para su adaptación al bombeo de la calle principal, tal como se muestra en la figura siguiente:

**Figura 9.2. Coordinación entre las pendientes de la calle principal y secundaria.**



En este tipo de situaciones se ha de prestar una especial atención a la **distancia de visibilidad**. En particular, el pavimento contenido dentro de la intersección debe ser visible desde cada calle confluyente a una distancia igual a la distancia de parada de un vehículo que se aproxima a la velocidad de diseño. La **distancia de parada** puede calcularse a través de la expresión:

$$D_p = \frac{V}{1.8} + \frac{V^2}{250 \cdot (f + i)}$$

$D_p$ = Distancia de parada (m).

$V$ = Velocidad de diseño (km/h).

$f$ = Coeficiente de rozamiento (0.33 para 90 km/h y 0.40 para 30 km/h).

$i$ = Pendiente de la vía (en tanto por uno, positiva si el vehículo sube).

En intersecciones urbanas más complejas puede ocurrir que no sea posible modificar la pendiente de las calles que convergen en el cruce, en cuyo caso se adoptará una solución de compromiso. En estas situaciones es altamente recomendable preparar un plano detallado de la intersección, a una escala lo suficientemente grande para comprobar la calidad del trazado escogido.

### 9.3. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS ESPECÍFICAS DE LAS INTERSECCIONES.

#### 9.3.1. Configuración de la intersección.

La instalación de semáforos puede provocar restricciones en los movimientos de los vehículos más grandes debido a la colocación de isletas. Por lo tanto, es necesario escoger un adecuado **vehículo tipo**, generalmente un vehículo articulado o un camión, cuyas características sirvan de base para el diseño de las alineaciones y del ancho de los carriles. Lo habitual es escoger un camión para el proyecto de las intersecciones no urbanas y aquellas urbanas en las que esté previsto la circulación de autobuses.

Todos estos requisitos pueden derivar en el empleo de radios de curvatura mayores, lo que provoca los siguientes problemas (agravados cuando el giro es hacia la derecha):

- Aumento de la peligrosidad del cruce (sobre todo para los peatones) debido al incremento de la velocidad de giro.
- Mayores retrasos, originados por el aumento del tiempo de paso (puesto que las líneas de detención están más alejadas de la intersección).



- Mayores distancias de cruce para los peatones.
- Dificultad de conseguir una ubicación óptima de los semáforos.

Por el contrario, el uso de radios de curvatura menores provoca que los vehículos de mayor longitud invadan los carriles adyacentes al abordar el giro. Si bien este hecho puede ser permitido esporádicamente, en general representa un peligro para los vehículos de los otros carriles, además de disminuir la capacidad del carril al reducirse el ancho de circulación.

### 9.3.2. Carriles.

El número de carriles necesarios en una calle que desemboca en un cruce depende de muchos factores: volumen de tráfico, anchura de la calzada, plan semafórico existente, alcance de futuras ampliaciones, etc. En general, el número de carriles debe ser tal que el volumen total del movimiento recto, de giro a la derecha y de giro a la izquierda (si existe) no supere los **450 vehículos/hora/carril**.

Se podría dar servicio a volúmenes de tráfico superiores asignando a los accesos principales la mayor parte del tiempo de verde. Otra forma de aumentar la capacidad sería incrementar el número de carriles de la calzada (o de las otras vías que confluyen en el cruce). Esto se consigue, bien reduciendo la anchura de los carriles existentes (pero siempre habrá una ligera disminución de la capacidad de cada carril), bien aumentando el ancho del acceso y proporcionando transiciones adecuadas que permitan el buen uso de los carriles.

Es práctica habitual utilizar carriles de **3.0 m** en las intersecciones, aunque se ha observado que, en ciertos casos, la capacidad aumenta con carriles bastante más estrechos (inferiores a 2.1 m), aunque los vehículos más anchos sean incapaces de mantenerse dentro de ellos. La utilización de carriles de almacenamiento más anchos depende, en última instancia, de la composición del tráfico, especialmente si existe una alta proporción de vehículos pesados, pero se corre el riesgo de sobredimensionar la calzada.

Algunos ingenieros de tráfico recomiendan disponer en la salida de la intersección el mismo número de carriles utilizados para seguir de frente en su entrada (ya sean exclusivos o compartidos). De cualquier modo, si las condiciones del emplazamiento aconsejan poner menos carriles a la salida, se procura dejar una distancia de **90 m** para poder efectuar la transición a la nueva configuración de carriles.

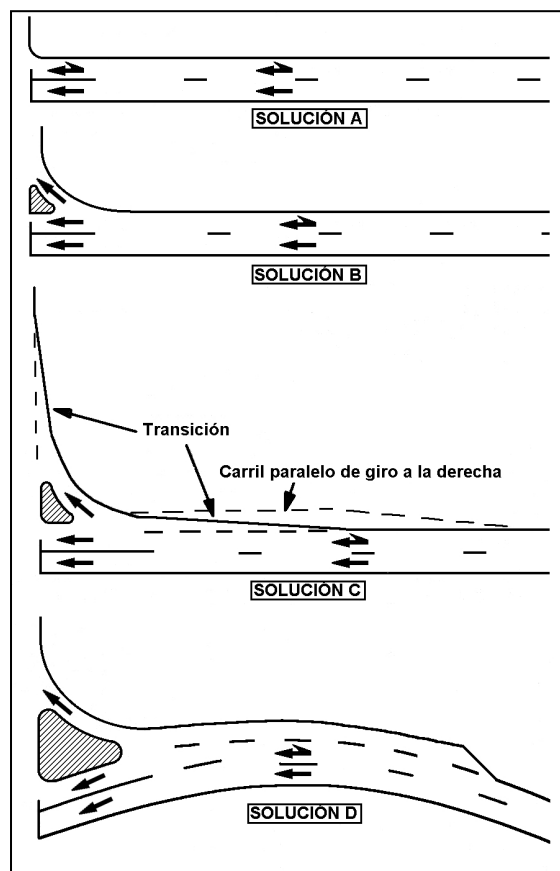
Dicha distancia puede reducirse en intersecciones con altos volúmenes de tráfico en los movimientos de giro. Lo más deseable sería que los vehículos que siguen de frente no estén obstaculizados por vehículos estacionados o en espera de girar a la izquierda, disponiendo éstos de carriles exclusivos siempre que sea posible.

Los carriles que definen la intersección deben permitir una ejecución clara de las trayectorias de los vehículos. Cuando existe la posibilidad de almacenar vehículos en carriles exclusivos para el giro, adyacentes a carriles de movimiento de frente, es necesario disponer de la adecuada longitud de almacenamiento y, si resultara imposible alcanzarla, se modificará el plan de fases del semáforo para evitar la formación de colas en el acceso.

### 9.3.3. Giros a la derecha.

La **figura 9.3** refleja las formas más habituales de resolver este tipo de giros en intersecciones urbanas.

**Figura 9.3. Giros a la derecha en creces urbanas.**



La solución más sencilla (y también la más utilizada) considera un carril compartido para el giro a la derecha (**solución A**). Los giros se realizan mediante una curva simple o a través de la denominada curva de tres centros. Los radios de giro y retranqueos de ambas curvas se facilitan en la **tabla 9.1**, obtenida las “**Recomendaciones para el Diseño de Intersecciones**” (Dirección General de Carreteras). Estas dimensiones dependen del ángulo de giro y del vehículo tipo empleado, permitiendo a este último girar a una velocidad de 15 km/h sin salirse de su carril ni acercarse al borde del mismo a distancia menor a 30 cm.

<b>Tabla 9.1. Radios de giro y retranqueos para curvas simples y curvas de tres centros.</b>							
TIPO DE VEHÍCULO	ÁNGULO DE GIRO <sup>1</sup>	CURVA SIMPLE	CURVA DE 3 CENTROS		ÁNGULO DE GIRO	CURVA DE 3 CENTROS	
		Radio	Radios	Retranqueo		Radio	Retranqueo
L <sup>2</sup>	30	18.0	–	–	115	30/6.0/30	0.75
C		30.0	–	–		30/10.5/30	0.90
VA		60.0	–	–		42/12.0/45	1.95
L	50	15.0	–	–	130	30/6.0/30	0.60
C		22.5	–	–		30/9.0/30	1.50
VA		45.0	60/30.0/60	0.90		30/10.5/30	2.10
L	65	12.0	–	–	150	30/6.0/30	0.45
C		18.0	–	–		30/9.0/30	1.50
VA		–	60/22.5/60	1.05		36/9.0/36	2.40
L	85	10.5	30/7.5/30	0.60	165	22.5/5.4/22.5	0.60
C		16.5	36/13.5/36	0.60		30/9.0/30	1.50
VA		–	45/15.0/45	1.65		36/9.0/36	2.25
L	100	9.0	30/6.0/30	0.75	200	15/4.5/15	1.50
C		15.0	36/12.0/36	0.60		30/9.0/30	1.50
VA		–	45/15.0/45	1.50		36/7.5/36	3.30

Los ángulos están dados en grados centesimales; los radios y retranqueos, en metros.

L=Vehículos ligeros; C=Camiones; VA=Vehículos articulados.

En la **solución B** se diseña una isleta triangular que permite definir un carril exclusivo para el giro a la derecha. Éste acarrea interesantes consecuencias: logra una mayor visibilidad, aumenta el radio de giro de los vehículos sin incrementar en exceso la superficie pavimentada, el volumen de tráfico supera los **300 veh/h** (volumen a partir del cual se recomienda la instalación del carril exclusivo), y también alcanza velocidades específicas superiores a los 15 km/h. De hecho, esta velocidad específica es función del radio de giro, del peralte de la curva y del coeficiente de rozamiento del pavimento (**tabla 9.2**):

$$V^2 = 127 \cdot r \cdot (p + f)$$

V= Velocidad específica (km/h).

r= Radio de giro, referido al borde interior del pavimento (m).

f= Coeficiente de rozamiento.

p= Peralte de la sección transversal.

**Tabla 9.2. Radios de giro en función de la velocidad específica de giro.**

VELOCIDAD ESPECÍFICA DE GIRO (km/h)	25	30	35	40	45	50	55	60
COEFICIENTE DE ROZAMIENTO (f)	0.31	0.28	0.25	0.23	0.21	0.19	0.18	0.17
PERALTE MÍNIMO ADOPTADO (p)	0.00	0.02	0.03	0.04	0.05	0.07	0.08	0.08
RADIO MÍNIMO RECOMENDADO (m)	15	25	35	45	60	75	90	120

La tercera alternativa (**solución C**) consiste en la adición de un carril de deceleración, que conlleva una mayor eficiencia de la intersección. Cuando existan altas densidades de circulación (tanto en el giro a la derecha como en el movimiento de frente) se considerará la posibilidad de disponer de un tramo de carril exclusivo para el giro a la derecha, tal como muestra la **figura 9.3**.

La sección tipo consta de una calzada de un solo carril (**4.0 m** de anchura), con un sobreancho determinado para que el vehículo tipo pase a 25-25 cm de sus bordes. El arcén izquierdo, salvo justificación, serán de **1.0 m**, y el derecho tendrá la anchura mínima del arcén de la carretera de la que se desprende (y siempre superior a **1.5 m**). Sólo en ramales muy largos se disponen dos carriles (de **3.5 m** cada uno, más el sobreancho), pero hay que tener especial cuidado en la fluidez de la circulación al final del tramo.

En último lugar, la **solución D** implica que la calle principal tenga un trazado curvo, proponiéndose un carril adicional y exclusivo para el giro a la derecha. Deberá diseñarse una isleta que habilite el espacio suficiente para acomodar los semáforos, los peatones y los remates de las líneas de detención y pasos de cebra. La anchura de los ramales de giro depende principalmente de la intensidad y composición del tráfico, pero también de las características físicas de la intersección.

De esta manera, en función del radio de giro, de los tipos de vehículos, de la configuración de los arcones y de los bordillos, y de la capacidad que se pretenda conseguir, la **tabla 9.3** define las anchuras recomendadas de los ramales. Pero dichas anchuras también dependen de las **condiciones de tráfico**.

Se consideran tres condiciones de tráfico: la **I** corresponde a un predominio de coches ligeros, aunque ocasionalmente pueda pasar algún camión; la **II** se relaciona con porcentajes de camiones comprendidos entre el **10** y el **25%**, pudiendo pasar ocasionalmente algún vehículo articulado; y la **III** representa un porcentaje de camiones superior al **25%** o a un tránsito frecuente de vehículos articulados.

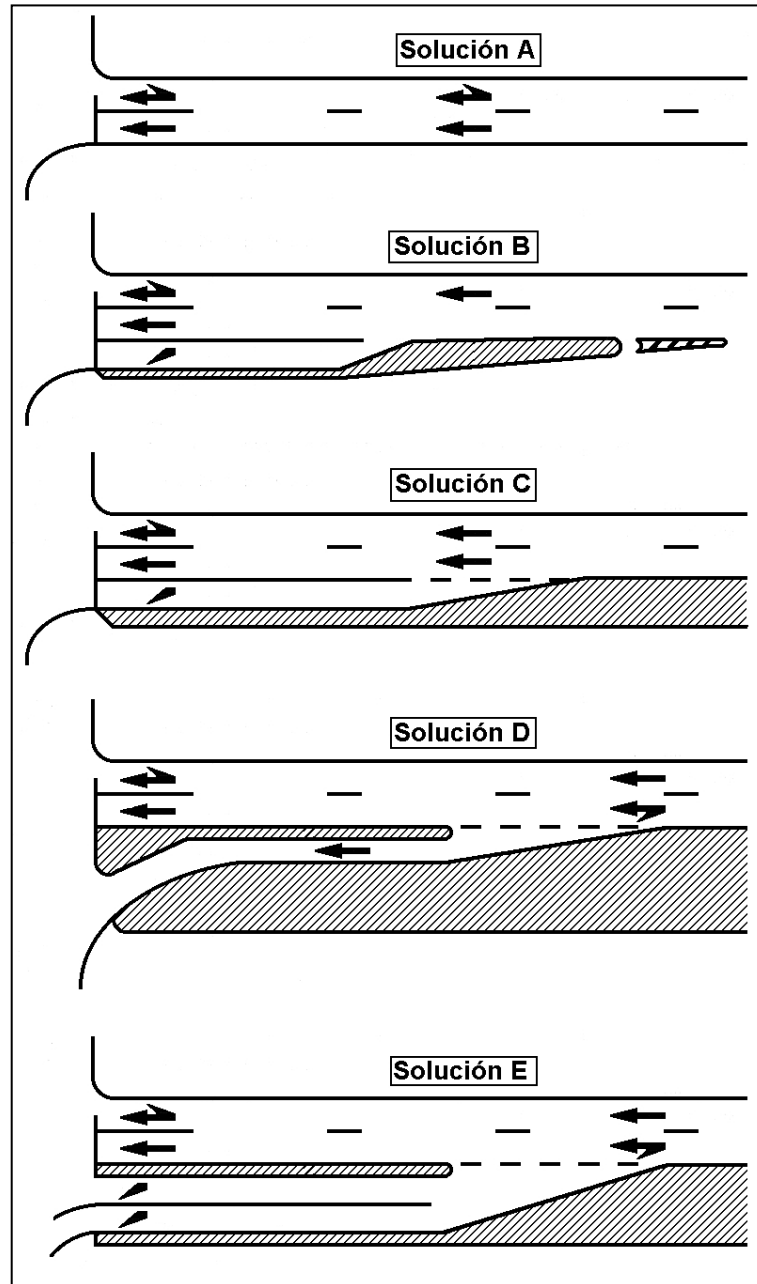
<b>Tabla 9.3. Anchura de la calzada en carriles de giro (m).</b>									
RADIO (m) DESDE EL BORDE INTERIOR DEL PAVIMENTO	CASO 1: un carril de un solo sentido de circulación sin permitir el adelantamiento			CASO 2: un carril de un solo sentido con posibilidad de adelantar a un vehículo detenido			CASO 3: dos carriles de un solo sentido o de doble sentido de circulación		
Condiciones de tráfico	I	II	III	I	II	III	I	II	III
15.0	4.8	5.1	6.0	6.3	7.2	8.1	9.0	9.9	11.1
22.5	4.5	4.8	5.4	6.0	6.6	7.5	8.4	9.1	10.2
30.0	4.2	4.8	5.1	5.7	6.3	7.2	8.1	9.0	9.9
45.0	3.9	4.5	4.8	5.4	6.0	6.9	7.8	8.7	9.3
60.0	3.9	4.5	4.8	5.4	6.0	6.6	7.8	8.4	8.7
90.0	3.5	4.5	4.5	5.0	5.7	6.3	7.5	8.1	8.4
120.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.7	6.3	7.5	8.1	8.4
150.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.7	6.3	7.5	8.1	8.1
Recta	3.5	4.0	4.0	4.7	5.4	6.0	6.5	7.0	7.0
ARCENES Y BORDILLOS QUE MODIFICAN LOS ANCHOS ANTERIORES									
Arcén no estabilizado	Sin modificación			Sin modificación			Sin modificación		
Bordillo montable	Sin modificación			Sin modificación			Sin modificación		
Bordillo elevado por un lado	Añadir 0.30 m			Sin modificación			Añadir 0.30 m		
Bordillo elevado a ambos lados	Añadir 0.50 m			Añadir 0.30 m			Añadir 0.50 m		
Arcén estabilizado	Sin modificación			Deducir el ancho del arcén; ancho mínimo del pavimento como en el caso 1			Deducir 0.60 m como mínimo donde el arcén sea de 1.20 m		

#### 9.3.4. Giros a la izquierda.

Para diseñar los giros a la izquierda se recurre a soluciones conocidas que dan buenos resultados prácticos y que aparecen reflejadas en la **figura 9.4**. Como es lógico, los carriles de giro a la izquierda se proveen para dar servicio a este movimiento sin que éste moleste a los vehículos que atraviesan la intersección en recto o que giran a la derecha. La provisión de un carril (o carriles) exclusivos permite utilizar fases para el giro a la izquierda protegido, y proporciona un almacén para la cola de vehículos que giran a la izquierda sin alterar las otras corrientes de circulación.

Se exponen las siguientes sugerencias en relación con el proyecto de carriles exclusivos para el giro a la izquierda:

- Cuando se vaya a dejar una fase para el giro a la izquierda protegido, se debe proveer un carril para uso exclusivo de ese movimiento.
- Cuando el espacio lo permita y el volumen de giro sea superior a **100 veh/h** se debe considerar la utilización del carril de giro a la izquierda. Si el volumen es superior a **300 veh/h** se dotarán dos carriles para el giro.
- La longitud del carril de almacenamiento de la cola de espera debe ser lo suficiente para albergar el tráfico sin reducir la capacidad ni la seguridad del acceso.

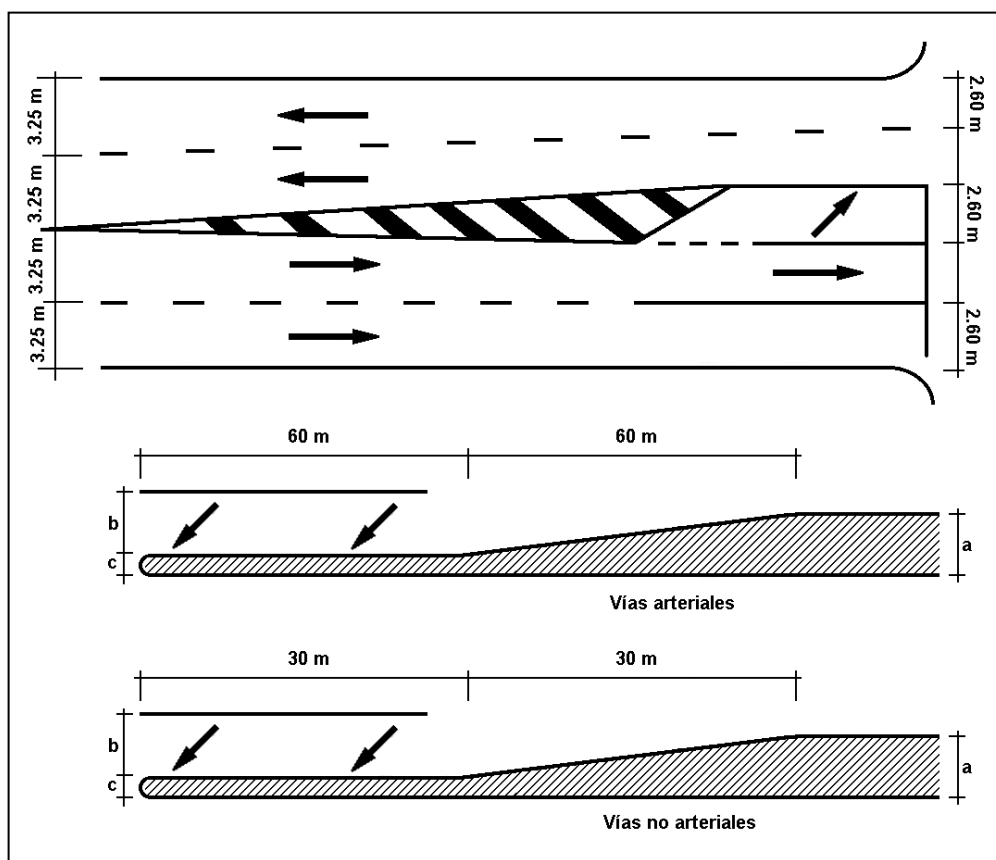
**Figura 9.4. Giros a la izquierda en intersecciones urbanas.**

La primera solución (**solución A**) es la más simple al considerar un carril compartido para el giro a la izquierda, pero a medida que aumenta el tráfico este tipo de configuración ocasiona importantes demoras. Además, cuando los movimientos de giro a la izquierda y recto comparten el mismo carril pueden suceder los siguientes acontecimientos:

- Situaciones de peligro provocadas por un vehículo que, pretendiendo girar la izquierda, está detenido en el carril de movimiento recto.
- Bloqueo del movimiento recto, con los consecuentes retraso en el cruce.
- Uso ineficiente de cualquier fase de giro a la izquierda.

La introducción de una isleta provoca la aparición de un carril separado para el giro (solución B) y, como consecuencia, genera mejoras importantes tanto en carreteras urbanas como interurbanas. Los carriles de giro y de movimiento recto se diseñan con un ancho mínimo de **2.6 m** (ver **figura 9.5**), adecuada para la velocidad relativamente baja de los autobuses en hora punta. En momentos de baja intensidad de tráfico, y existiendo camiones en la vía, los dos carriles de movimiento recto pueden funcionar como uno sólo. Esta tipología, siempre que se respeten unas condiciones mínimas, supone una significativa mejoría respecto a la solución anterior.

**Figura 9.5. Dimensiones típicas de carriles en los giros a la izquierda.**



Los valores de las dimensiones **a**, **b** y **c** que aparecen en la figura son los siguientes:

<b>Tabla 9.4. Parámetros de la figura 9.5 (m).</b>			
	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>
MÍNIMO DESEABLE	5.0	3.0	2.0
MÍNIMO ABSOLUTO	2.7	2.4	0.3

La tercera tipología (**solución C**) muestra un carril protegido para el giro a la izquierda. Las longitudes de la zona de transición y del carril se obtienen según lo expuesto en el siguiente apartado (carriles de almacenamiento)

Para medianas anchas y volúmenes de giro importantes el empleo de las soluciones **D** y **E** puede aportar grandes ventajas: se mejora la canalización de los movimientos y se dota de zonas de protección a los peatones, a las señales y a los semáforos.

Siempre que haya espacio suficiente para permitir los giros simultáneos a la izquierda para las dos vías confluyentes en la intersección se considerarán turnos separados en las fases del semáforo, aunque también podría estudiarse la posibilidad de prohibir alguno de los giros.

### 9.3.5. Carriles de almacenamiento.

Las dimensiones mínimas de los carriles de almacenamiento, tanto para los giros a la izquierda como a la derecha, aparecen reflejadas en la **figura 9.5**. En ellas se disponen **60 m** de carril y otros **60 m** de transición en vías arteriales (**30+30** en vías no arteriales). No obstante, cuando se prevean tráficos intensos de giro (susceptibles de crear fuertes colas de vehículos), la longitud del carril depende del número y tipo de vehículos, y del tipo y pendiente de la vía. Por todo ello:

$$L = L_o \cdot n \cdot a \cdot b$$

**L**= Longitud del carril de almacenamiento (m).

**L<sub>o</sub>**= Longitud del vehículo tipo (m/veh).

**n**= Número medio de vehículos por ciclo (veh).

**a**= Factor de ajuste por tipo de vía.

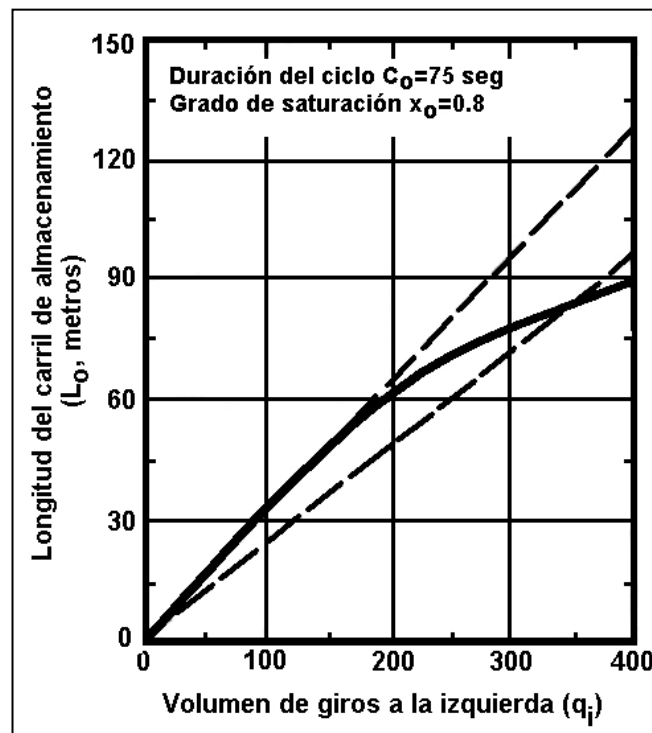
**b**= Factor de ajuste por pendiente.

<b>Tabla 9.5. Factores de ajuste de la longitud del carril de almacenamiento.</b>			
LONGITUD DEL VEHÍCULO TIPO (L <sub>o</sub> )	5 m con tráfico ligero	FACTOR DE AJUSTE POR PENDIENTE (b)	
	7.5 m con vehículos pesados		
FACTOR DE AJUSTE POR TIPO DE VÍA (a)	2.0 en vías arteriales	0.9 en rampas del +3 al +4%	1.2 en rampas del -3 al -4%
	1.5 en vías no arteriales	0.8 en rampas del +5 al +6%	1.3 en rampas del -5 al -6%



Otra manera de cuantificar la longitud del carril de almacenamiento (pero sólo para los carriles de giro a la izquierda) es la expuesta por el **HCM**. Los datos de partida son el volumen de giro a la izquierda ( $q_i$ ), el grado de saturación de este movimiento ( $x_i$ ) y la duración del ciclo ( $C_i$ ). Así, como se conoce la relación volumen de giro a la izquierda-longitud del carril de almacenamiento para un ciclo  $C_o=75$  seg y un grado de saturación  $x_o=0.80$  (**figura 9.6**), se obtiene, entrando con  $q_i$ , una longitud de almacenamiento  $L_o$ ; para calcular la longitud real se necesita un factor de conversión ( $f$ , ver **tabla 9.6**), función del ciclo y del grado de saturación reales, de manera que  $L=f \cdot L_o$ .

**Figura 9.6. Relación volumen de giro a la izquierda-longitud del carril de almacenamiento.**



<b>Tabla 9.6. Factor de conversión <math>f</math>.</b>						
GRADO DE SATURACIÓN ( $x_i$ )	DURACIÓN DEL CICLO ( $C_i$ )					
	60	70	80	90	100	
0.50	0.70	0.76	0.84	0.89	0.94	
0.55	0.71	0.77	0.85	0.90	0.95	
0.60	0.73	0.79	0.87	0.92	0.97	
0.65	0.75	0.81	0.89	0.94	1.00	
0.70	0.77	0.84	0.92	0.98	1.03	
0.75	0.82	0.88	0.98	1.03	1.09	
0.80	0.88	0.95	1.05	1.11	1.17	
0.85	0.99	1.06	1.18	1.24	1.31	
0.90	1.17	1.26	1.40	1.48	1.56	
0.95	1.61	1.74	1.92	2.03	2.14	

### 9.3.6. Isletas y medianas.

#### *a) Vías con mediana de separación.*

Los principales factores que se deben considerar en el diseño de las isletas en intersecciones regulada por semáforos son:

- Un despeje mínimo, desde la cara externa del bordillo hasta la señal en cuestión, de **0.5 m**, cuyo cometido es impedir posibles daños a las señales existentes, otros equipamientos y vehículos. Será necesario un ancho adicional en el caso de calles con peralte excepcional.
- Si se pretende que los peatones utilicen la mediana, su anchura mínima será de **1.5 m**.
- En caso de proyectarse un giro a la izquierda protegido, el ancho restante de la mediana satisfará las dos condiciones anteriores.
- El empleo de medianas anchas reduce la capacidad de la vía debido al incremento de los tiempos de paso. Esto también puede originar problemas de confluencia con los vehículos que giran a la izquierda desde la vía opuesta.
- Las terminaciones de las isletas deben retranquearse **0.6 m** respecto a la prolongación de las alineaciones de los bordillos, a menos que se haya proyectado un paso de peatones a través de la isleta.
- En el proyecto de un paso de peatones la mediana debe terminar en el propio paso, a menos que se coloque un hueco en dicha mediana tan ancho como el paso para peatones y la mediana se prolongue al menos **2 m** más a partir de este punto.

#### *b) Vías no separadas por medianas con pequeñas isletas en las intersecciones.*

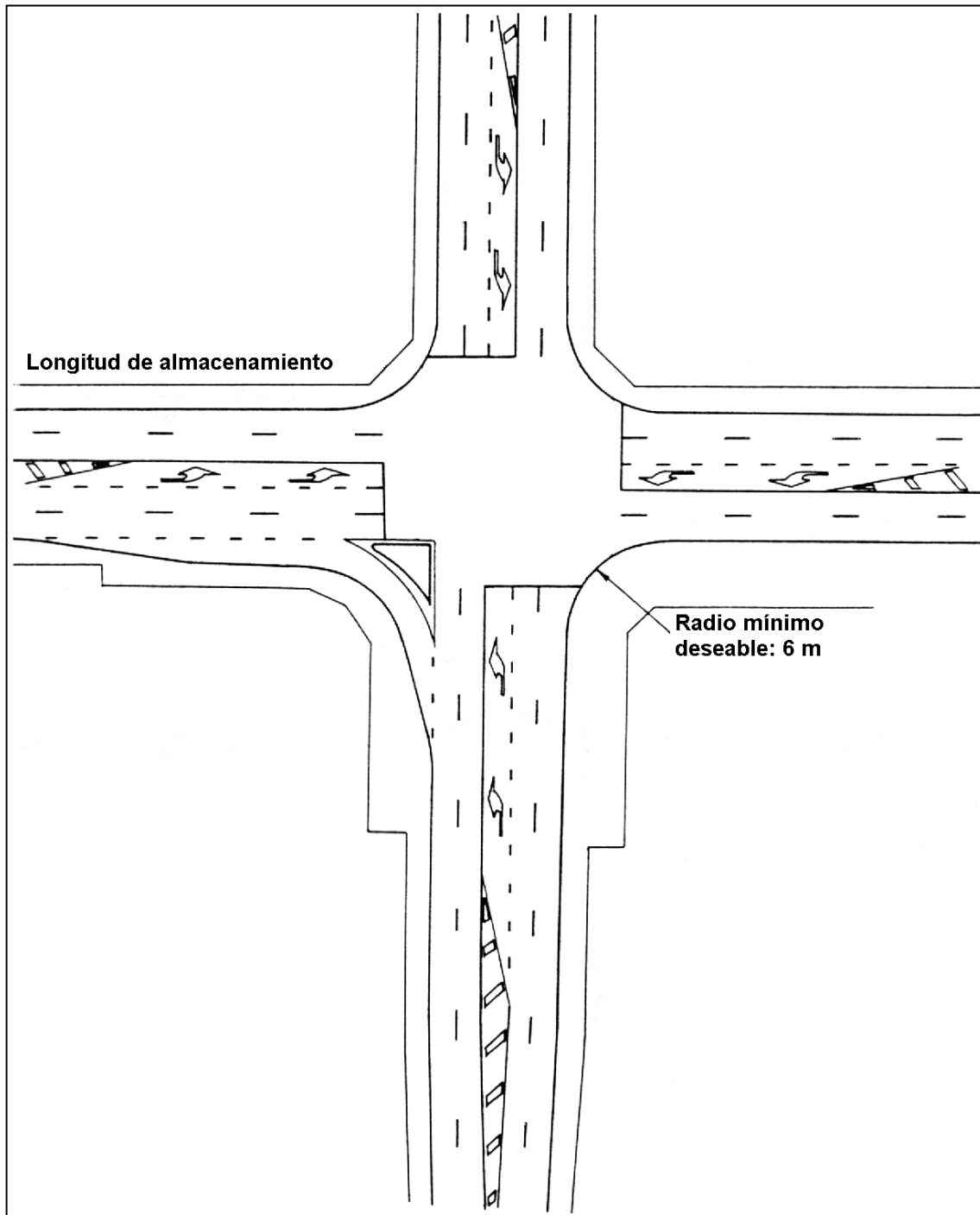
Todas las recomendaciones anteriores también son aplicables a zonas de tráfico poco canalizado. A mayores, las isletas deben prolongarse al menos **10 m** para proporcionar una adecuada visibilidad. Si se pretende colocar un semáforo, el ancho de la mediana será como mínimo de **1.2 m**.

#### *c) Isletas y medianas cebreadas.*

Estas isletas y medianas pintadas sobre el pavimento pueden considerarse cuando no existe suficiente anchura de calzada para construir isletas o medianas elevadas, o bien cuando se vaya a permitir que los vehículos crucen la mediana. En cualquier caso, los semáforos siempre se ubicarán sobre medianas elevadas y nunca en áreas cebreadas.

Las medianas cebreadas se emplean en intersecciones donde confluyen calzadas multicarriles (áreas urbanas), tal y como se muestra en la **figura 9.7**. En este caso, el ancho de la calzada de cuatro carriles se reduce en las proximidades del cruce para permitir la creación de un carril separado y protegido de giro a la izquierda.

**Figura 9.7. Medianas cebreadas en intersecciones multicarril.**



### **9.3.7. Otros elementos.**

#### ***a) Estacionamiento.***

El estacionamiento de vehículos en las proximidades de una intersección regulada por semáforos trae como consecuencias:

- Reducción del número de carriles útiles de acceso al cruce.
- Reducción del número de carriles efectivos de salida.
- Activación de los aparatos de detección del tráfico.
- Obstrucción de los elementos señalizadores.
- Disminución de la distancia de visibilidad, tanto para vehículos como para peatones.
- Retraso en las maniobras de estacionamiento.

Como consecuencia, cuando las restricciones impuestas por el código de circulación no son suficientes, es necesario establecer prohibiciones del estacionamiento para reducir las dificultades anteriormente citadas.

#### ***b) Paradas de autobuses.***

La existencia de paradas de autobuses en las proximidades de un cruce genera efectos similares a los producidos por pequeñas zonas de estacionamiento, agravándose los problemas cuando se diseñan esquemas prioritarios para el autobús. Si la parada se ubica en la salida de la intersección, el principal problema radica en las posibles colas de vehículo que se pueden formar a lo largo del cruce.

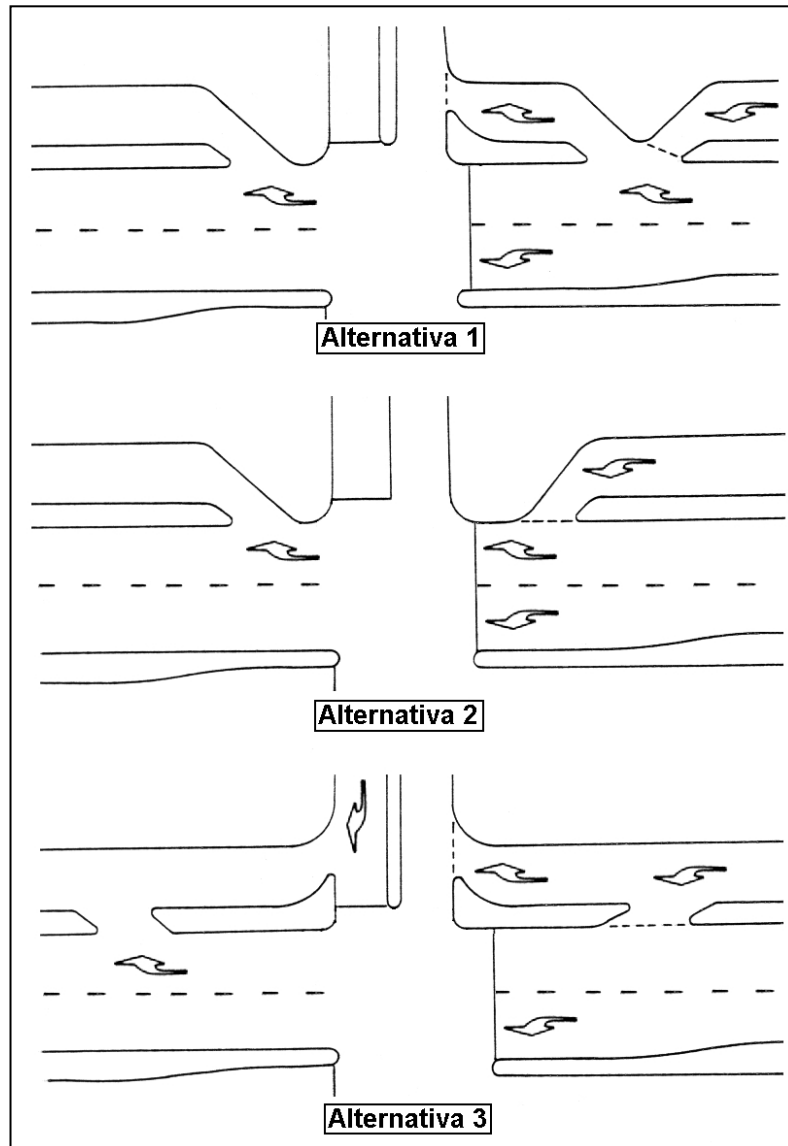
#### ***c) Vías de servicio.***

En general, las vías de servicio no se continúan a lo largo del cruce por las siguientes razones:

- La reducción de seguridad debida al alto número de puntos de conflicto.
- El gran tamaño del área de conflicto que generan.
- La dificultad que encuentran los automovilistas cuando, girando a la izquierda, buscan un hueco de paso entre el tráfico transversal.
- Reducción de la capacidad de la intersección, debido al incremento en los tiempos de paso de los peatones y vehículos.

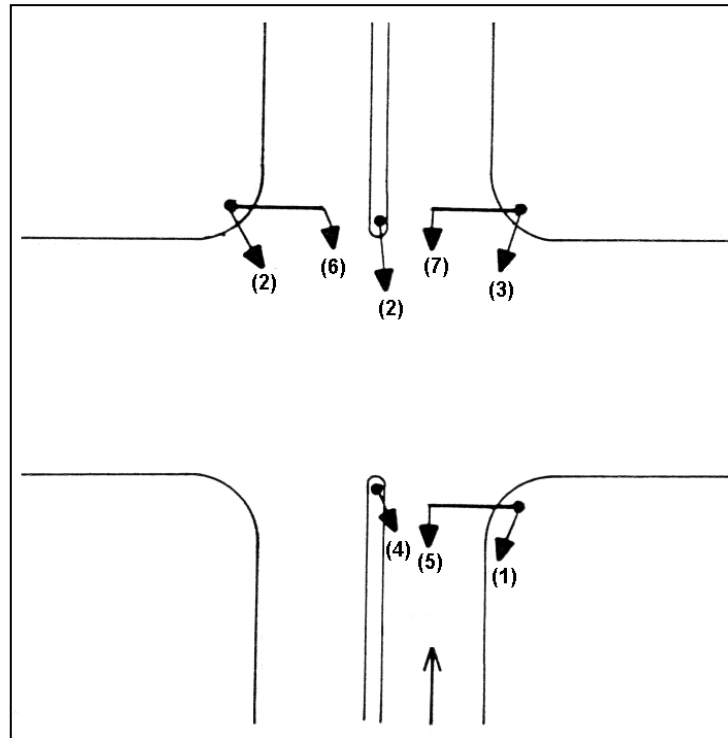
Por tanto, allí donde existan vías de servicio se tratará de minimizar los problemas anteriores, bien cortándolas, bien transportándolas alrededor de la esquina con un simple movimiento de giro a la derecha, tal como se muestra en la **figura 9.8**.

**Figura 9.8. Alternativas de diseño de una vía de servicio en una intersección.**



#### **9.4. UBICACIÓN DE LOS SEMÁFOROS EN UNA INTERSECCIÓN.**

En la **figura 9.9** se muestran las localizaciones más habituales de los semáforos dentro de una intersección.

**Figura 9.9. Ubicaciones de los semáforos en una intersección.**

Los **semáforos primarios (1)** son aquellos montados sobre un poste, situados al lado de la línea de detención (a la derecha del conductor) y encargados de atender de forma directa al tráfico que se aproxima al cruce. Los **semáforos secundarios (2)** están colocados a la izquierda de los vehículos y alejados de la línea de detención para que aquellos conductores incapaces de ver los semáforos primarios (por ejemplo, obstaculizados por un camión situado a su derecha) puedan informarse sobre el cambio de fase. Los **semáforos terciarios (3)** son análogos a los secundarios, sólo que se ubican a la derecha de los vehículos. Los **semáforos duales primarios (4)** complementan a los primarios y se disponen a la izquierda del conductor. En último lugar se encuentran los **semáforos en báculo**, que según su misión y ubicación pueden ser primarios (5), secundarios (6) y terciarios (7).

Como es sabido, la misión fundamental de los semáforos consiste en controlar los movimientos de la intersección, es decir, avisan de cuándo deben detenerse o cuándo deben avanzar los vehículos e informan de los movimientos con prioridad cuando se efectúan maniobras de giro. Pero otra función de vital importancia es la de constituir elementos de alerta: el conductor, al ver a lo lejos los semáforos (generalmente los primeros que percibe son los colocados en báculo), se percata de la existencia de un cruce semaforizado.

Como se verá en el *Capítulo 11*, algunas organizaciones recomiendan la instalación de un número mínimo de dos semáforos para la señalización de un movimiento de frente. Sin embargo, otros autores sostienen que dicho número mínimo de semáforos debe ser tres (los mencionados semáforos primarios, secundarios y terciarios) para evitar problemas por falta de visibilidad, aumentar la seguridad y prevenir el fallo ocasional en alguna unidad. Siguiendo a estos autores, los movimientos de giro disponen de al menos dos semáforos, ubicados en la posición primaria y terciaria para los giros a la derecha, y en la secundaria y dual-primaria para los giros a la izquierda.

En algunas intersecciones puede ser necesario la instalación de un mayor número de semáforos que los indicados en el párrafo anterior, debido a sus características geométricas, condiciones de tráfico, etcétera. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que un elevado número de grupos semafóricos provoca confusión en los conductores y puede reducir la operatividad del cruce.

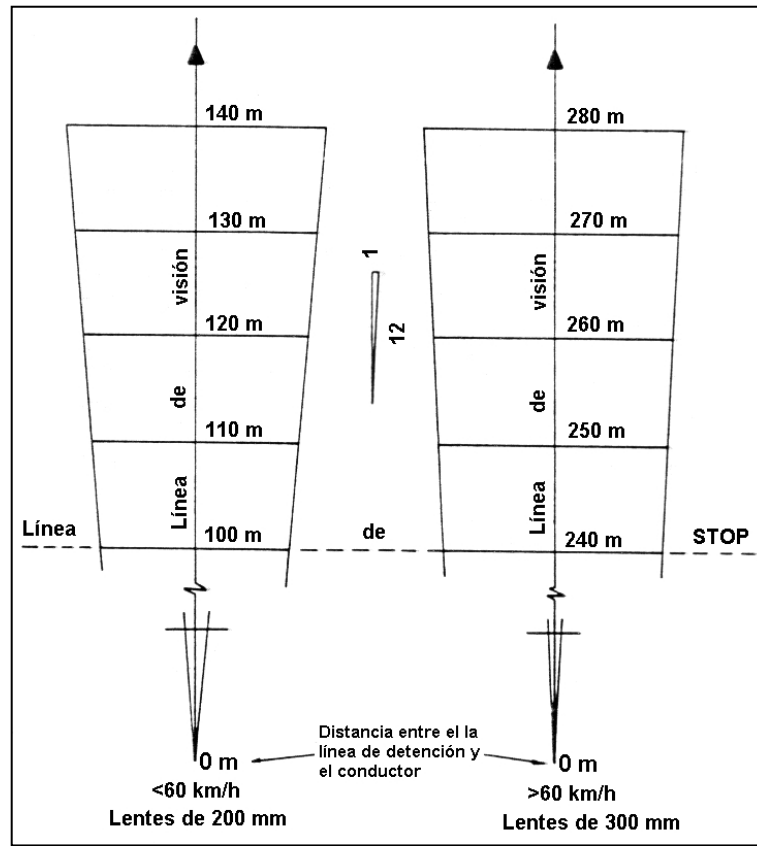
#### **9.4.1. Particularidades de los semáforos en báculo.**

Como norma general, se debe minimizar la colocación de semáforos en báculo debido a su alto coste de instalación. Se recomienda su utilización en las siguientes situaciones:

- Cuando la distancia de detención definida por el semáforo en columna es inadecuada debido a cualquier obstáculo (otros vehículos, árboles, etc.).
- Cuando la calzada es demasiado ancha e impide que el semáforo en bordillo entre dentro del campo visual del conductor definido en la **figura 9.10**.

Sin embargo, aun cumpliéndose alguno de los requisitos anteriores, debe evitarse su colocación si existen grupos semafóricos a menos de 150 m calle debajo de la intersección en estudio.

Una vez decidida su instalación, el siguiente paso consiste en definir su localización dentro el cruce. En general se prefiere ubicarlos en la posición primaria debido a que proporciona la mayor distancia de visión desde la línea de detención. También sustituyen a los semáforos duales primarios cuando éstos son incapaces de desarrollar las ya comentadas misiones de alerta y parada (la **tabla 9.7** muestra las funciones que cumplen los semáforos en función de la posición en que se encuentren).

**Figura 9.10. Campo visual del conductor.****Tabla 9.7. Funciones de los semáforos según su posición.**

		ALERTA	DETENCIÓN	ARRANQUE	MANIOBRA
Primaria		Sí	Sí	No	No
Secundaria		(1)	(1)	Sí	Sí
Terciaria		(1)	(1)	Sí	Sí
Dual primaria		Sí	Sí	No	No
En báculo	Primaria	Sí	Sí	No	No
	Secundaria	(1)	(1)	Sí	(1)
	Terciaria	(1)	(1)	Sí	(1)

Depende de la geometría, topografía y otros condicionantes.

Si existe la adecuada distancia de visibilidad, para satisfacer las funciones de detención, arranque y maniobra se puede colocar el semáforo en báculo en la posición secundaria en vez de en la primaria. Esta posibilidad también se utiliza cuando no existen medianas dónde colocar los semáforos en columna secundarios o los duales primarios (especialmente cuando existen giros a la izquierda). Si fuera preciso instalar dos o más grupos en báculo, puede optarse por montar en un mismo mástil las unidades encargadas de cubrir distintas posiciones (generalmente primaria, secundaria y terciaria) para reducir costes.



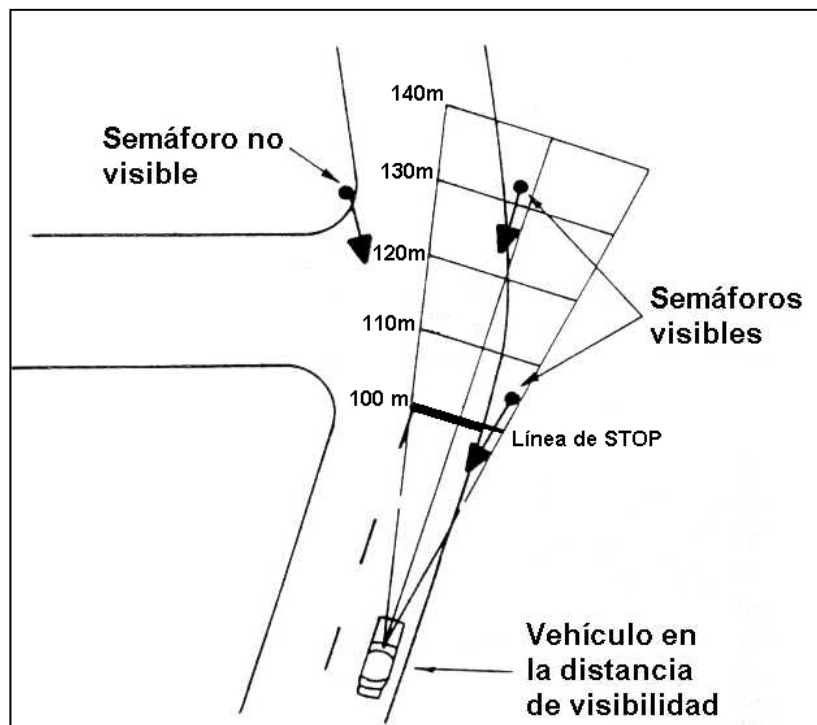
A menos que algún obstáculo lo impida, la carcasa del semáforo en báculo debe situarse sobre la vertical del punto medio del segundo carril (contando desde el bordillo de la acera dónde se instala el mástil). En caso de existir los citados obstáculos, se instalarán tan cerca como sea posible de su ubicación ideal pero siempre a una distancia de seguridad del obstáculo.

#### 9.4.2. Requerimientos de los semáforos.

##### a) Visibilidad.

La visibilidad de los grupos semafóricos está influenciada por una combinación de factores tales como el color de las lentes, su intensidad, tamaño, color de la carcasa, luz solar, etc. Pero un factor de vital importancia es el campo visual del conductor. La **figura 9.10** ilustra la zona visible de la carretera por parte de un conductor que se acerca al cruce a una determinada velocidad; la **figura 9.11** muestra una típica aplicación de esa zona de visibilidad en lo referente a la colocación de los semáforos.

**Figura 9.11. Campo visual del conductor.**



**b) Ubicación.**

El número de postes semafóricos debe minimizarse por motivos de seguridad y razones estéticas. Así, las carcasas para vehículos y peatones pueden montarse en un poste común (también distintas carcasas orientadas hacia diferentes calzadas). Los mástiles son estructuras rígidas, por lo tanto deben colocarse en lugares donde la probabilidad de colisión de los vehículos sea baja. La ubicación general de todos estos elementos se escribe a continuación:

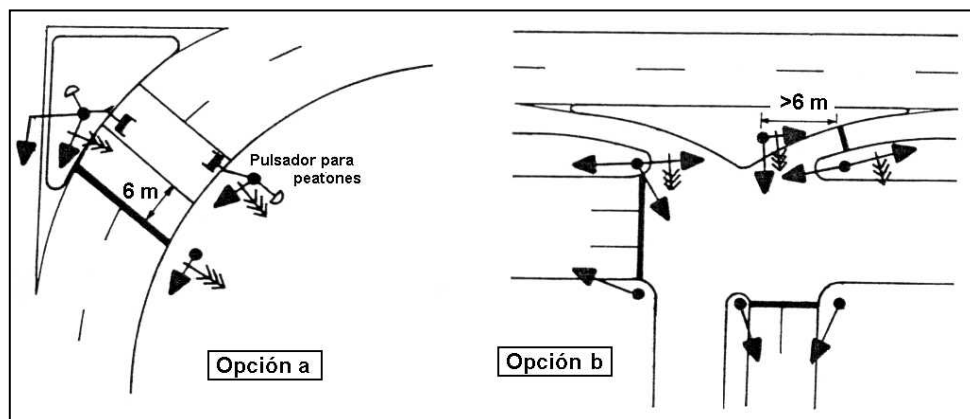
- **Posición en la sección transversal de la vía.**

Columnas y mástiles se colocan generalmente a **1 m** del bordillo de la acera y nunca a menos de **0.6 m**.

- **Posición en planta.**

En **intersecciones en cruz (figura 9.9)**, los semáforos primarios y duales primarios se emplazan en la proyección de la línea de detención, nunca a menos de **1.2 m** ni a más de **3 m**, y no deben situarse por delante de la misma o al lado de los pasos de peatones. Los semáforos secundarios se instalan, en general, en el mismo poste que los semáforos primarios (o duales primarios si existe mediana) que cubren el sentido opuesto de circulación. Los semáforos terciarios se colocan en la proyección de la línea de edificación de la calle, en el punto de tangencia de la curva si su radio de giro es grande, o a más de **2 m** de la esquina formada por las aceras de las calles que se cruzan.

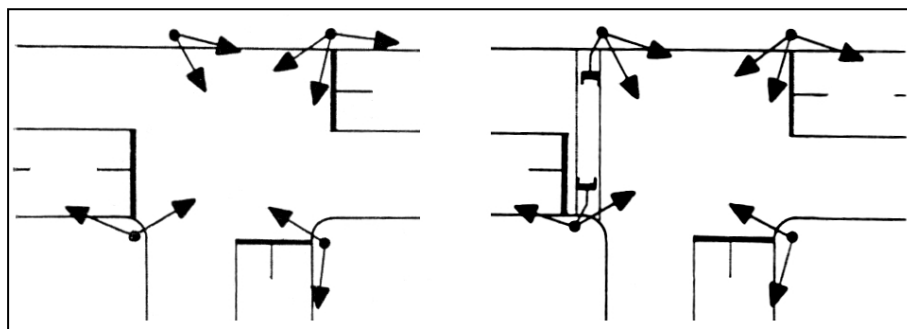
**Figura 9.12. Posición de los semáforos en carriles de giro exclusivos.**



En *carriles de giro exclusivos*, las posiciones primaria y dual primaria se sitúan de la misma manera que en las intersecciones en cruz, a menos que alguno de esos semáforos se encuentre a menos de **6 m** de la línea de detención (**opción a** de la **figura 9.12**). Los semáforos secundarios y terciarios se localizan según la **opción b** de la mencionada **figura 9.12** (aunque a veces es innecesaria su instalación).

En *intersecciones en T*, los semáforos se colocan igual que en las intersecciones en cruz (salvo algunas excepciones que persiguen mejorar la visibilidad del cruce).

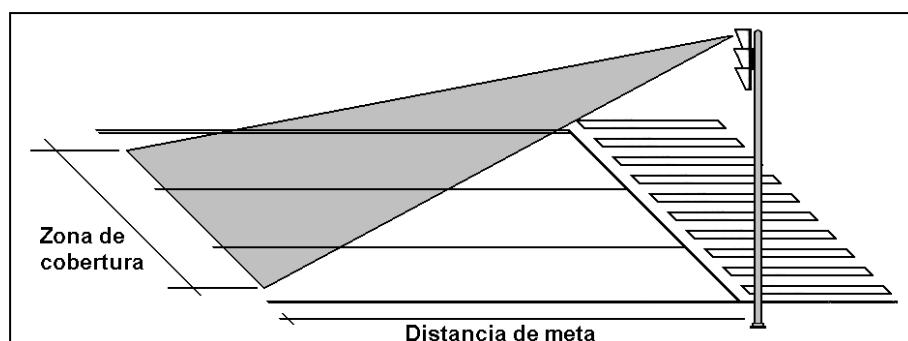
**Figura 9.13. Intersecciones en T. Ubicación de los semáforos.**



### **c) Orientación de las carcasas.**

El campo de visibilidad de un semáforo está determinado por su posición, características fotométricas y su orientación. Esta orientación se describe a través de los conceptos de *distancia de meta* y *cobertura visual*, que caracterizan el área de calzada que se vería desde la lente del semáforo y define la zona desde la cual dicha lente se observa nítidamente (**figura 9.14**).

**Figura 9.14. Distancia de meta y cobertura visual.**



De esta forma, la **tabla 9.8** muestra la cobertura visual que proporciona una carcasa según la distancia de meta y la **tabla 9.9** representa un listado de distancias de meta recomendadas en función de la velocidad.

<b>Tabla 9.8. Cobertura visual (m) en función de la distancia de meta (m).</b>								
DISTANCIA DE META	40	60	80	100	120	130	140	150
En poste	10–70	25–95	40–120	55–145	75–170	–	–	–
En báculo	–	–	50–110	65–140	–	90–170	105–195	125–225

<b>Tabla 9.9. Distancia de meta recomendadas.</b>		
VELOCIDAD DE APROXIMACIÓN (km/h)	DISTANCIA DE META	
	Detención	Alerta
40	40	80
50	60	100
60	80	130
70	100	150

Así, las lentes de arranque deben apuntar al centro de la calzada, en un punto situado a **3 m** de la línea de detención, las lentes de maniobra se orientan para que apunten desde la línea de detención hacia el centro del carril de aproximación y, en cualquier caso, las lentes del semáforo deben ser vistas desde los **8 m** de distancia.

**d) Modificaciones debidas a geometrías inusuales u otras consideraciones.**

Cuando existen obstáculos fijos (postes, árboles, servicios subterráneos...) o la geometría de la intersección impide la colocación de los semáforos en sus posiciones habituales, se deben buscar ubicaciones alternativas (por ejemplo, cuando las funciones de alerta o detención de los semáforos primarios o dual primarios se ven severamente afectadas en curvas a la derecha, debe colocarse un semáforo adicional al lado izquierdo de la calzada).

## **Capítulo 10: Criterios para evaluar la necesidad de semaforización.**

### **ÍNDICE.**

- 10.1. Introducción.**
- 10.2. Criterios de evaluación de la regulación.**
  - 10.2.1. Peligrosidad.**
  - 10.2.2. Volumen de tráfico.**
  - 10.2.3. Peatones.**
  - 10.2.4. Regulación cercana.**
  - 10.2.5. Geometría de la intersección.**
  - 10.2.6. Importancia de las vías a regular.**
- 10.3. Método general de cálculo del Índice de Prioridad (IP).**
- 10.4. Valores decisivos del Índice de Prioridad.**

### **10.1. INTRODUCCIÓN.**

La progresiva densificación de las áreas metropolitanas y el consecuente incremento de la movilidad urbana se manifiestan en las intersecciones donde se entrecruzan los diversos flujos de vehículos y peatones. En intersecciones con poco tráfico y buena visibilidad dicho flujo suele encontrar por sí mismo el equilibrio. Sin embargo, a medida que crece el tráfico la complejidad del cruce aumenta (número de accesos, visibilidad, influencia de otras intersecciones cercanas, etc.), surgiendo la necesidad de instaurar cierto tipo de regulación. Ésta puede lograrse mediante semáforos.

Es la opción más compleja de proyectar, más costosa de instalar y no siempre resulta la mejor alternativa. En este sentido, se debe tener en cuenta que las intersecciones con semáforos reducen las posibilidades de choque en ángulo recto (que suelen ser los más peligrosos) pero, respecto a otros métodos de regulación, aumentan el número de accidentes por alcance trasero. También incrementan las demoras y retrasan la circulación cuando disminuye la intensidad del tráfico.

No obstante, en la mayoría de los casos el semáforo es un mal menor: a cambio de disminuir la libertad de movimiento del tráfico, permite, en momentos de gran intensidad, que la intersección no se congestione y, en general, aumenta el grado de seguridad.

En consecuencia, los semáforos sólo deben instalarse cuando realmente contribuyan a mejorar la fluidez y seguridad del tráfico. En este capítulo se expone un criterio que sirve tanto para evaluar la idoneidad de instalar semáforos en una intersección como para determinar cambios admisibles en el diseño de la misma. Todo lo señalado aparece reflejado en el trabajo “*Criterios de instalación de semáforos*”, publicado en el año 1982 por la Federación Española de Municipios y Provincias (de aquí en adelante **FEMP**).

Sus autores investigaron los accidentes con víctimas producidos en el ensanche de Barcelona en el periodo 1979-1981. Dedujeron que el número de accidentes y el volumen de tráfico debían ser criterios básicos en la instalación de la semaforización en una intersección. También incluyeron otras variables a tener en cuenta: peatones, visibilidad, existencia de otras intersecciones cercanas, etc. Una de esas variables es la existencia de “huecos” en el flujo de la corriente principal entre los que pudieran pasar los vehículos (o peatones) de la corriente secundaria, de forma que cuanto mayor sea el intervalo de tiempo que transcurre entre el paso de dos vehículos, más fácil le resulta a otro conductor (o peatón) cruzar la corriente principal de tráfico; si el intervalo disminuye, las demoras en el flujo secundario crecen exponencialmente.

Según cifras del estudio, el 50% de los conductores cruzarían el flujo principal si les surgiera un intervalo inferior a 4.5 segundos, el 85% lo haría ante intervalos inferiores a 7.5 segundos, y existe un 15% que se arriesgaría ante intervalos inferiores a 2.5 segundos.

## **10.2. CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE LA REGULACIÓN.**

En orden a definir unos criterios de evaluación que sirvan para cuantificar la necesidad de instalar semáforos, la **FEMP** ha propuesto una serie de puntos a estimar, basándose en estudios propios y normativas de otros países. Éstos servirán para calcular un *Índice de Prioridad (IP)*, que será el parámetro que determine la necesidad de instalar semáforos. Dichos criterios son los siguientes:

- *Peligrosidad.*
- *Demanda de tráfico.*
- *Movimiento de peatones.*
- *Regulación cercana.*
- *Condiciones geométricas de la intersección.*
- *Importancia de las vías a regular.*

Según su importancia, estos seis apartados se dividen en dos grupos. El grupo de **criterios primarios** lo conforman los tres primeros puntos: recogen los factores que más directamente influyen en la seguridad y el tráfico, determinando la posible idoneidad de instalar semáforos en una intersección; constituyen el 65% del Índice de Prioridad. Los otros tres (**criterios secundarios**) matizan dicha idoneidad y, por tanto, definen la prioridad interna entre las intersecciones que precisan regulación; representan el 35% del valor del Índice de Prioridad.

Aunque se expone más detalladamente en el *apartado 10.3*, el Índice de Prioridad se computa promediando unos factores **F<sub>i</sub>** (obtenidos a partir de los criterios de evaluación) con unos coeficientes **C<sub>i</sub>** (que ponderan cada uno de dichos factores según su importancia):

$$IP = \sum_{i=1}^6 C_i \cdot F_i$$

**IP** = Índice de Prioridad.

**F<sub>i</sub>** = Factores individuales.

**C<sub>i</sub>** = Coeficientes de importancia.

Para el cálculo de estos coeficientes y factores será necesario obtener otros coeficientes (**C<sub>i</sub>'**, **C<sub>i</sub>''**, **C<sub>lim</sub>**) y factores (**F<sub>i</sub>'**) intermedios. A continuación se explica cómo estimar todos estos factores y coeficientes.

### 10.2.1. Peligrosidad.

La peligrosidad de una intersección es difícil de medir: sobre ella influyen múltiples aspectos y no todos son conocidos. La forma más sencilla (y bastante aproximada a la realidad) consiste en registrar el número de accidentes en la intersección en un determinado periodo. Solo se consideran los accidentes con víctimas, ya que los accidentes sin víctimas no siempre son recogidos en las estadísticas oficiales. También se recomienda emplear periodos de tres años, debido a que puede haber años en blanco en los que no haya accidentes registrados. El **factor de peligrosidad** (**F<sub>1</sub>**) se calcula a través de la expresión:

$$F_1 = 0.45 \cdot F_c + 0.25 \cdot F_a + 0.30 \cdot F_v$$

**F<sub>1</sub>** = Factor de peligrosidad.

**F<sub>c</sub>** = Factor de colisiones.

**F<sub>a</sub>** = Factor de atropellos.

**F<sub>v</sub>** = Factor de víctimas.

Dependiendo del resultado obtenido, se tendrá que modificar (o no) el factor calculado, según se especifica en la **tabla 10.1**:

<b>Tabla 10.1. Valores del factor de peligrosidad <math>F_1</math>.</b>		
Si $F_1 < 10$	Se utiliza el $F_1$ obtenido	$F_1' = F_1$
Si $F_1 \geq 10$	Se adopta $F_1 = 10$	$F_1' = 3 \cdot (F_1 - 10) + 10$

El **factor de colisiones ( $F_c$ )** se evalúa en función del número total de colisiones con víctimas en 3 años y la suma de las intensidades medias diarias de los accesos al cruce motivo de estudio; el **factor de atropellos ( $F_a$ )** considera el número total de atropellos en 3 años; el **factor de víctimas ( $F_v$ )** pondera el número de muertos y heridos totales en 3 años:

$$F_c = \frac{N_c \cdot 10^7}{3 \cdot 365 \cdot \sum \text{IMD}}$$

$F_c$  = Factor de colisiones.

$N_c$  = N° de colisiones con víctimas en 3 años.

$\sum \text{IMD}$  = Suma de las intensidades medias diarias de los accesos al cruce.

$$F_a = \frac{2.5 \cdot N_a}{3}$$

$F_a$  = Factor de atropellos.

$N_a$  = N° total de atropellos en 3 años.

$$F_v = \frac{1.5 \cdot N_h + 3 \cdot N_m}{3}$$

$F_v$  = Factor de víctimas.

$N_h$  = N° de heridos en 3 años.

$N_m$  = N° de muertos en 3 años

### 10.2.2. Volumen de tráfico.

Como se ha dicho anteriormente, los vehículos que circulan por vías secundarias sufren ciertos retrasos y demoras por depender del tráfico que circula por la vía principal.



No obstante, es importante encauzar adecuadamente los mencionados flujos secundarios, porque de lo contrario se formarán colas importantes que afectarán a la circulación cercana. En intersecciones sin regulación semafórica la situación se vuelve más crítica, al imponer el flujo principal su paso por volumen que, si es muy importante, bloquea al flujo secundario.

En primer lugar, para el buen funcionamiento de la intersección es necesario que existan “huecos” en el flujo principal entre los que puedan pasar los vehículos del flujo secundario, de forma que cuanto mayor sea el intervalo de tiempo que transcurre entre el paso de dos vehículos, más fácil le resulta al conductor cruzar la corriente principal de tráfico (en este sentido, se recuerda el concepto de “intervalo de paso” expuesto en el *apartado 7.3.1*). Si el intervalo disminuye, las demoras en el flujo secundario crecen exponencialmente. Así, se debe calcular el **intervalo crítico** (**t**) del movimiento secundario, que depende de los flujos de ambas vías y de la intensidad de saturación de la vía secundaria (puede obtenerse a través de la metodología expuesta en el *Capítulo 2*), a través de la expresión:

$$t = \frac{3600}{q_1} \cdot \ln\left(\frac{s_2}{q_2}\right)$$

**t** = intervalo crítico (seg).

**q<sub>1</sub>** = Intensidad de tráfico de la vía principal en hora punta (veh/h).

**q<sub>2</sub>** = Intensidad de tráfico de la vía secundaria en hora punta (veh/h).

**s<sub>2</sub>** = Intensidad de saturación de la vía secundaria (veh/h).

A continuación se debe considerar la influencia que el semáforo situado flujo arriba puede tener en el intervalo crítico, dado que este semáforo condiciona el agrupamiento del movimiento principal en pelotones más o menos compactos. Conocida la distancia que separa ambos semáforos de la vía principal (si ésta fuese de doble sentido, se elegiría la menor de las distancias de los dos lados del cruce), se define entonces el **factor de coordinación** (**k**) como:

$$k = 1 - 0.3 \cdot e^{-0.01d}$$

**k** = Factor de coordinación.

**d** = Distancia hasta el semáforo anterior a la intersección (m).

Por fin, el **factor de volumen de tráfico** (**F<sub>2</sub>**) y los valores de **F<sub>2</sub>'** y **C<sub>2</sub>'** dependen de la relación entre las intensidades de tráfico, del intervalo crítico y del factor de coordinación, obteniéndose a partir de la **tabla 10.2**:

<b>Tabla 10.2. Valores del factor de volumen de tráfico <math>F_2</math>.</b>				
Si $q_1/q_2 \leq 5$	$C_2'' = 2.5$	Si $t \geq 7.5$ seg	$F_2 = 0$	$F_2' = 0$
		Si $2.5 \leq t < 7.5$ seg	$F_2 = 2 \cdot k \cdot (7.5 - t)$	$F_2' = F_2$
		Si $t < 2.5$ seg	$F_2 = 10$	$F_2' = 10 \cdot k \cdot (3.5 - t)$
Si $q_1/q_2 > 5$	$C_2'' = 1.5$	Si $t \geq 8.5$ seg	$F_2 = 0$	$F_2' = 0$
		Si $3.5 \leq t < 8.5$ seg	$F_2 = 2 \cdot k \cdot (8.5 - t)$	$F_2' = F_2$
		Si $t < 3.5$ seg	$F_2 = 10$	$F_2' = 10 \cdot k \cdot (4.5 - t)$

### 10.2.3. Peatones.

El flujo de peatones es diferente al flujo secundario de vehículos. Aunque ambos esperan al primer hueco libre para pasar, los peatones lo hacen de una forma acumulada y compacta a través del paso de cebra, mientras que los vehículos del flujo secundario tienen que pasar obligatoriamente de uno en uno en cada carril. Los peatones, además, son muy sensibles a las demoras, por lo que es muy importante ajustar los ciclos del semáforo para lograr un grado de aceptación razonable del tiempo de espera.

Para evaluar el criterio de movimiento de peatones se trata de recoger en el factor de peatones  $F_3$  la demora que el flujo principal causa a un peatón que intenta cruzar este flujo. En este sentido, existen bastantes teorías sobre quién debe tener preferencia, el flujo de peatones o el flujo principal de vehículos. En general, se tiende a no forzar el tiempo de espera de los peatones, pues entonces se impacientan y cruzan la intersección cuando lo estiman más conveniente.

En primer lugar se calcula el tiempo que tarda el peatón en cruzar la calzada ( $t$ ), conocida la anchura de la vía y la velocidad del peatón:

$$t = \frac{w}{v}$$

$t$  = Tiempo que tarda el peatón en cruzar la calzada (seg).  
 $w$  = Ancho de la calzada (m).  
 $v$  = Velocidad del peatón (m/s).

A continuación se considera la influencia de la regulación semafórica cercana. Como se ha explicado, un semáforo situado flujo arriba de la intersección que se está estudiando provoca columnas de vehículos; en esta ocasión interesa conocer la duración de estas columnas ( $T_c$ ), que depende del tiempo de verde del semáforo flujo arriba y de la distancia entre los dos semáforos:

$$T_c = G + 0.075 \cdot d$$

$T_c$  = Duración de las columnas de vehículos (seg).

$G$  = Periodo de verde del semáforo flujo arriba (seg).

$d$  = Distancia hasta el semáforo anterior a la intersección (m).

La duración de estas columnas provocará que el peatón tenga que esperar más o menos tiempo para poder cruzar la calzada. Este intervalo de espera se cuantifica a través de la **demora máxima (DEM)** utilizando la siguiente fórmula:

$$DEM = D \cdot FD \cdot FP$$

$DEM$  = Demora máxima (seg).

$FD = 1$  (calzadas de sentido único);  $FD = 1.5$  (calzadas de doble sentido).

$FP = 0.5 \cdot (n^\circ \text{ peatones en hora punta}) / (n^\circ \text{ peatones en hora normal})$ .

$D$  = Demora antes de considerar los factores  $FP$  y  $FD$  (seg).

En esta expresión,  $FD$  considera si la calzada es de sentido único o doble,  $FP$  es un parámetro que tiene en cuenta las cargas puntuales de peatones, y el parámetro  $D$  es la demora máxima antes de considerar los factores anteriores, cuyo cálculo depende de si la diferencia entre el ciclo del semáforo flujo arriba ( $C$ ) y la duración de las columnas ( $T_c$ ) es mayor o menor que el tiempo que tarda el peatón en cruzar la calzada ( $t$ ):

$$\text{Si } C - T_c \geq t \rightarrow D = \frac{T_c^2}{2 \cdot C}$$

$D$  = Demora antes de considerar los factores  $FP$  y  $FD$  (seg).

$T_c$  = Duración de las columnas de vehículos (seg).

$C$  = Ciclo del semáforo flujo arriba de la intersección (seg).

$$\text{Si } C - T_c < t \rightarrow D = \frac{(1 - e^{-q_1 \cdot t}) \cdot e^{q_1 \cdot t}}{2 \cdot q_1} - t$$

$D$  = Demora antes de considerar los factores  $FP$  y  $FD$ .

$q_1$  = Intensidad de tráfico de la vía principal (veh/h).

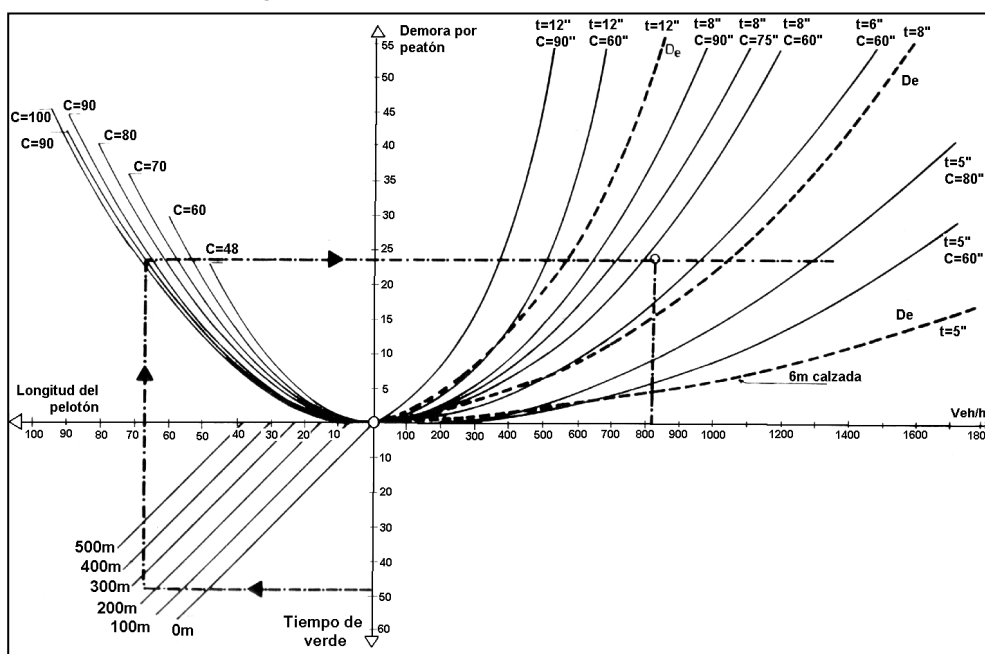
$t$  = Tiempo que tarda el peatón en cruzar la calzada (seg).

Si hay doble sentido de circulación,  $q_1$  es la suma del volumen en las dos direcciones. Finalmente, a partir de los datos obtenidos anteriormente, el **factor de peatones ( $F_3$ )** se calcula siguiendo los criterios expuestos en la siguiente tabla:

<b>Tabla 10.3. Valores del factor de peatones <math>F_3</math>.</b>		
Si $DEM \leq 30$	$F_3 = DEM / 3$	$F_3' = F_3$
Si $DEM > 30$	$F_3 = 10$	$F_3' = DEM - 20$

El valor de la demora **D** también puede calcularse gráficamente, a través del ábaco que aparece en el estudio de la **FEMP**.

**Figura 10.1. Ábaco de cálculo de la demora D.**



#### 10.2.4. Regulación cercana.

La existencia de otras intersecciones reguladas por semáforos situadas en las inmediaciones del cruce a analizar influye decisivamente en el comportamiento del tráfico. Aquellas que anteceden a la analizada (intersecciones *flujo arriba*) “agrupan” el tráfico en columnas, dejando tiempo suficiente para que circulen los flujos secundarios y los peatones una vez han pasado dichas columnas. A medida que la distancia entre intersecciones aumenta, las columnas se “desagrupan” y los vehículos comienzan a llegar de forma aleatoria. Asimismo, las intersecciones que preceden a la analizada (intersecciones *flujo abajo*) pueden originar colas que afecten o bloqueen el cruce en estudio. Por ello, resulta conveniente separar el análisis de estos flujos.

**a) Flujo arriba.**

La influencia de los semáforos ubicados flujo arriba de la intersección en estudio se cuantifica con el factor de volumen de tráfico (**F<sub>2</sub>**), que depende de la distancia que separa ambos semáforos, del factor de coordinación, de la relación de intensidades, y del intervalo crítico. Por ello, sólo será necesario calcular la influencia de los semáforos ubicados flujo arriba.

**b) Flujo abajo.**

En primer lugar debe obtenerse el número de vehículos capaces de bloquear el cruce (**N<sub>v</sub>**), que depende tanto de la distancia entre la intersección en estudio y el semáforo situado flujo abajo como de la longitud de un vehículo más su separación del siguiente (longitud efectiva):

$$N_v = 1 + \frac{d_v}{L_v}$$

**N<sub>v</sub>** = Número de vehículo que bloquean el cruce (es un número entero).

**d<sub>v</sub>** = Distancia entre la intersección y el semáforo flujo abajo (m).

**L<sub>v</sub>** = Longitud efectiva (el estudio propone **L<sub>v</sub> = 6 m**).

A continuación se calcula la probabilidad de que en un ciclo se lleguen a juntar los **N<sub>v</sub>** vehículos, suponiendo que la llegada de vehículos se ajusta a una distribución de Poisson:

$$P(N_v) = e^{-m} \cdot \sum_{x=0}^{N_v} \frac{m^x}{x!}$$

**P(N<sub>v</sub>)** = Probabilidad de que en un ciclo se bloquee la intersección.

**N<sub>v</sub>** = Número de vehículo que bloquean el cruce.

**m** = Media de la distribución de Poisson.

La media de la distribución de Poisson (**m**) se obtiene a partir de la intensidad de tráfico en hora punta, del tiempo de rojo de la vía principal, de un factor de ajuste por desigualdad entre la carga de los carriles (los vehículos no se distribuyen igualmente entre los carriles, así que hay que ajustar la longitud de la cola en función de estas diferencias y el número de carriles), de un factor de ajuste según grado de saturación (cuando el volumen se acerca a la intensidad de saturación aumenta la dispersión de las colas), y de la duración del ciclo. Por todo ello:

$$m = \frac{q_{\max} \cdot t_r \cdot k(n) \cdot f_s}{3600}$$

$$k(n) = 0.5 \cdot (n + 1)$$

$$f_s = 1 - \frac{q_{\max} \cdot C}{S \cdot (C - t_r)}$$

$m$  = Media de la distribución de Poisson.

$q_{\max}$  = Intensidad de tráfico en hora punta (veh/h).

$t_r$  = Tiempo de rojo de la vía principal (seg).

$k(n)$  = Factor de ajuste de desigualdad entre carga de los carriles.

$n$  = Número de carriles.

$f_s$  = Factor de ajuste según grado de saturación.

$S$  = Intensidad de saturación (veh/h).

$C$  = Ciclo del semáforo (seg).

Finalmente, el *factor de regulación cercana* ( $F_4$ ) se obtiene a partir de la probabilidad  $P(N_v)$  y de un coeficiente  $FCO$  que refleja si la calle principal está bien o mal coordinada mediante sus semáforos:

$$F_4 = 10 \cdot [1 - P(N_v)] \cdot \left(1 - \frac{FCO}{2}\right)$$

$F_4$  = Factor de regulación cercana.

$P(N_v)$  = Probabilidad de que en un ciclo se bloquee la intersección.

$FCO = 1$  (intersección bien coordinada);  $FCO = 0$  (mal coordinada).

Todo lo visto tiene aplicación a calles de un único sentido; si hubiera dos direcciones de circulación, se repiten los cálculos para cada uno de ellos y se escoge el factor  $F_4$  mayor.

#### 10.2.5. Geometría de la intersección.

Los semáforos reducen los movimientos conflictivos en la intersección y disminuyen las posibles deficiencias por mala visibilidad: por una parte ordenan los movimientos, dando un tiempo para cada uno; por otra, al prohibir el paso a los movimientos con mala visibilidad, evitan conflictos de tráfico. En este criterio se combinan dos factores que afectan a la seguridad y que tienen cierta interacción. La visibilidad exige cierta constancia en la atención vial hacia los posibles vehículos que cruzan, y la complejidad de la intersección también exige constancia en la percepción. Esto implica que con el aumento en el número de puntos de conflictos y con la disminución de las distancias de visibilidad, aumenta la necesidad de regular la intersección.

Así, para calcular el *factor de geometría de la intersección* ( $F_5$ ), primero se debe abordar el cómputo de un *factor de complejidad* y un *factor de visibilidad*, que en primera aproximación influirán cada uno en un 50% sobre el total. Es decir:

$$F_5 = F_{5C} + F_{5V}$$

$F_5$  = Factor de geometría de la intersección.

$F_{5C}$  = Factor de complejidad.

$F_{5V}$  = Factor de visibilidad.

#### a) *Factor de complejidad.*

La complejidad se calcula en función del número y tipo de los puntos de conflicto en la intersección y depende también del tráfico total y de las existencias de las glorietas y medianas. El *factor de complejidad* ( $F_{5C}$ ) se puede calcular mediante la fórmula siguiente:

$$F_{5C} = 0.5 \cdot FG \cdot FAC \cdot FAC_2$$

$F_{5C}$  = Factor de complejidad.

$FG$  = Componente de conflictividad.

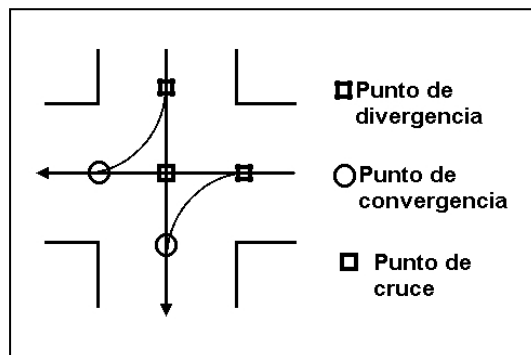
$FAC_2$  = Componente de tráfico.

$FAC$  = Componente de canalización.

A través de la *componente de conflictividad* ( $FG$ ) se considera que en una intersección hay que distinguir los distintos tipos de puntos conflictivos y el grado de conflicto que se les asigna. Así, a un **punto de cruce** se le asignan **3 grados de conflicto**, a un **punto convergente** **2 grados de conflicto**, y a un **punto divergente** **1 grado de conflicto** (*figura 10.2*).

En un movimiento que presenta varios puntos de conflicto se considera que el primero tiene “peligro normal”, pero los siguientes poseen menos “peligro” que su predecesor. Ello quiere decir que esta componente de complejidad aumenta menos que linealmente con el número de grados de conflicto, así se propone utilizar la siguiente expresión de cálculo (siempre que el número de grados de conflicto sea menor que 84;  $FG$  vale **10** cuando se alcanza o supera dicho valor):

$$FG = \sqrt{\frac{\text{Grados de conflicto}}{0.84}}$$

**Figura 10.2. Puntos conflictivos.**

La **componente del tráfico (FAC<sub>2</sub>)** considera que a partir de 20000 vehículos/día hay un aumento de la peligrosidad tal que los conflictos deben tenerse en cuenta en un 100 por 100. Por eso se propone afectar el factor de complejidad de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{Si } q_1 + q_2 &\geq 20000 \text{ entonces } \mathbf{FAC}_2 = 1 \\ \text{Si } q_1 + q_2 &< 20000 \text{ entonces } \mathbf{FAC}_2 = \frac{1}{2} \cdot \left( 1 + \frac{q_1 + q_2}{20000} \right) \end{aligned}$$

**FAC<sub>2</sub>** = Componente de tráfico.

**q<sub>1</sub>** = Intensidad de tráfico de la vía principal (veh/h).

**q<sub>2</sub>** = Intensidad de tráfico de la vía secundaria (veh/h).

Se ha comprobado que si los distintos movimientos en la intersección quedan claramente definidos mediante isletas de obra o marcas viales horizontales, la peligrosidad de los cruces disminuye. La **componente de la canalización (FAC)** pretende incorporar estas observaciones evaluando la existencia o inexistencia de medianas e isletas en cada acceso “i”:

$$\mathbf{FAC} = 1 - \frac{0.2}{A} \cdot \sum_{i=1}^A (M_i + D_i)$$

**FAC** = Componente de canalización.

**A** = Número total de accesos.

**M<sub>i</sub>** = Factor de medianas (**tabla 10.4**).

**D<sub>i</sub>** = Factor de isletas (**tabla 10.4**).

<b>Tabla 10.4. Factores de isleta y mediana.</b>			
DENOMINACIÓN		EXISTE	NO EXISTE
ISLETAS	D	1	0
MEDIANAS	M	1	0



**b) Factor de visibilidad.**

La visibilidad se estima en función de la probabilidad de que exista un vehículo con dirección a la intersección tapado por la esquina de la misma. En este sentido, la **FEMP** propone la siguiente expresión para el *factor de visibilidad* ( $F_{5v}$ ):

$$F_{5v} = 0.5 + FACV \cdot \max[P(t_i)]$$

$F_{5v}$  = Factor de visibilidad.

**FACV** = Componente de regulación.

$P(t_i)$  = Probabilidad de existencia de un vehículo en el acceso "i".

El coeficiente **FACV** tiene presente que la existencia de un **CEDA** o un **STOP** en uno o varios accesos del cruce reduce la velocidad de aproximación de los vehículos y, por tanto, el peligro de conflicto. Por ello se adoptan los siguientes valores: **FACV=1.00 si no existe regulación**, **FACV=0.75 con CEDA**, y **FACV=0.50 con STOP**.

La función  $P(t_i)$  indica la probabilidad de existencia de un vehículo en el acceso "i" en un intervalo de tiempo y un volumen de tráfico determinados:

$$P(t_i) = 1 - e^{(-q_i \cdot t_i)}$$

$P(t_i)$  = Probabilidad de existencia de un vehículo en el acceso "i".

$q_i$  = Intensidad de tráfico en el acceso "i" (veh/h).

$t_i$  = Tiempo en el acceso "i" (seg).

Para obtener los tiempos en cada acceso ( $t_i$ ) se debe analizar la **figura 10.3**. En ella se observa que la edificación y otros posibles obstáculos arrojan sombras sobre la visibilidad de los conductores. Conociendo las distancias de percepción y las velocidades de cada vehículo, se calculan sus respectivos tiempos como:

$$t_i = \frac{a_i}{v_i}$$

$t_i$  = Tiempo en el acceso "i" (seg).

$a_i$  = Distancia de percepción en el acceso "i" (m).

$v_i$  = Velocidad del vehículo del acceso "i" (m/s).

Las distancias de percepción ( $a_i$ ) se obtienen a partir de las distancias hasta el punto de cruce; éstas se calculan conociendo el tiempo de reacción de cada conductor (aproximadamente igual a **1 seg** para un conductor en “semialerta” por la proximidad del cruce), la velocidad de cada vehículo, y sus respectivas deceleraciones (entre **3** y **6 m/s<sup>2</sup>** en una frenada fuerte pero no demasiado brusca):

$$d_i = r_i \cdot v_i - \frac{v_i^2}{2 \cdot \Delta_i}$$

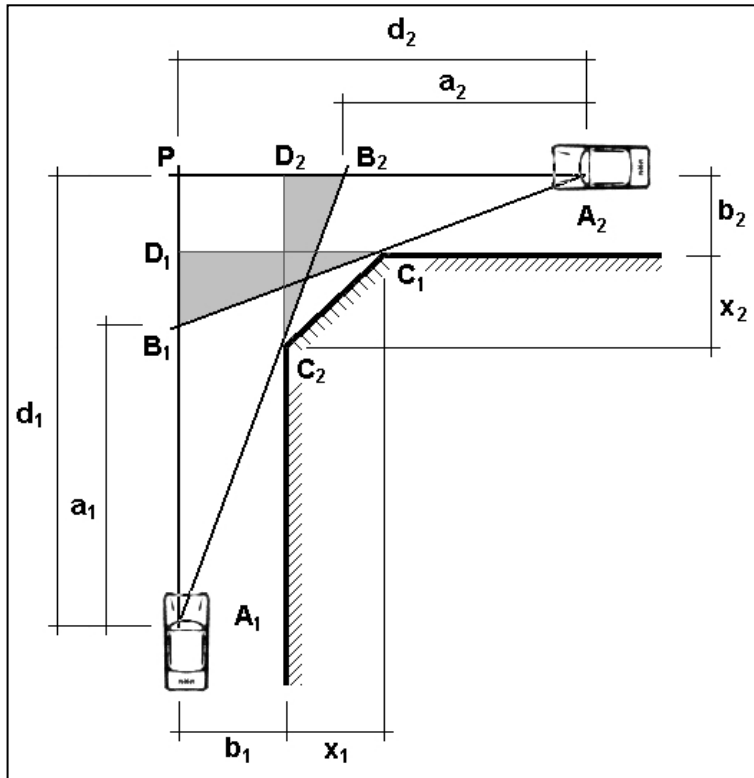
$d_i$  = Distancia hasta el punto de cruce en el acceso “i” (seg).

$r_i$  = Tiempo de reacción “i”.

$V_i$  = Velocidad del vehículo del acceso “i” (m/s).

$\Delta_i$  = Deceleración del vehículo del acceso “i” (m/s<sup>2</sup>).

**Figura 10.3. Esquema de visibilidad**



Teniendo en cuenta que los triángulos  $A_2PB_1$  y  $C_1D_1B_1$  son semejantes, tenemos:

$$\frac{d_1 - a_1}{d_2} = \frac{d_1 - a_1 - b_2}{b_1 + x_1}$$

Análogamente, con  $A_1PB_2$  y  $C_2D_2B_2$ :

$$\frac{d_2 - a_2}{d_1} = \frac{d_2 - a_2 - b_1}{b_2 + x_2}$$

Despejando:

$$a_1 = d_1 - \frac{b_2 \cdot d_2}{d_2 - b_1 - x_1}$$

$$a_2 = d_2 - \frac{b_1 \cdot d_1}{d_1 - b_2 - x_2}$$

### 10.2.6. Importancia de las vías a regular.

El planeamiento urbano define las vías básicas de la ciudad, en aras de optimizar la movilidad en el entorno urbano. Se busca un tráfico fluido y eficaz, cosa que sólo se logrará si se regulan adecuadamente estas vías básicas. Además, es necesario evaluar el coste de la instalación para saber si las mejoras introducidas justifican la inversión.

El *factor de importancia de las vías a regular* ( $F_6$ ) pretende optimizar la inversión y favorecer los itinerarios básicos de la ciudad. Puntuá los distintos tipos de vía (ver **tabla 10.5**), ponderados a su vez por dos grupos de coeficientes, según la jerarquía de las vías en el cruce (70% la principal y 30% la secundaria) y su evolución en el tiempo (65% las que actualmente son importantes, 35% las que serán importantes en el futuro). Se obtienen así cuatro parámetros: *factor de vía principal actual*, *factor de vía secundaria actual*, *factor de vía principal futura*, y *factor de vía secundaria futura*, por lo que el factor de importancia se calcula como:

$$F_6 = 0.65 \cdot (0.7 \cdot P_p + 0.3 \cdot P_s) + 0.35 \cdot (0.7 \cdot P_F + 0.3 \cdot P_M)$$

$F_6$  = Factor de importancia.

$P_p$  = Factor de vía principal actual.

$P_s$  = Factor de vía secundaria actual.

$P_F$  = Factor de vía principal futura.

$P_M$  = Factor de vía secundaria futura.

<b>Tabla 10.5. Tipos de vía.</b>	
TIPO DE VÍAS	PUNTUACIÓN
Principales, arteriales, etc.	$7 \leq P \leq 10$
Secundarias, colectoras, etc.	$3 \leq P < 7$
Locales, de acceso a la propiedad, etc.	$0 \leq P < 3$
Con prioridad especial de autobuses urbanos.	$5 \leq P \leq 10$
Peatonales en cruce con calles secundarias o primarias.	$5 \leq P \leq 10$

Por ejemplo, en un cruce la vía principal puede ser arterial ( $P_p$  entre 7 y 10) pero en un futuro pasar a ser local ( $P_F$  entre 0 y 3), mientras que la vía secundaria puede ser hoy en día peatonal ( $P_s$  entre 5 y 10) y seguir siéndolo en el futuro ( $P_M$  entre 5 y 10).

### 10.3. MÉTODO GENERAL DE CÁLCULO DEL ÍNDICE DE PRIORIDAD (IP).

El *índice de prioridad* (IP) es el parámetro que indica la posible idoneidad de instalar semáforos en una intersección. Como se indicó en el *apartado 10.2*, se calcula a través de la siguiente expresión:

$$IP = \sum_{i=1}^6 C_i \cdot F_i$$

IP = Índice de Prioridad.

$F_i$  = Factores individuales.

$C_i$  = Coeficientes de importancia.

El cálculo de los factores individuales ha sido explicado en el apartado anterior; siempre tienen valores entre 0 y 10.

Los factores auxiliares ( $F_i'$ ) se usan para obtener los coeficientes de importancia y pueden ser superiores o inferiores a 10 (pero siempre mayores o iguales que cero). Los *coeficientes de importancia* ponderan los factores individuales, y cumplen que su suma es igual a diez:

$$\sum_{i=1}^6 C_i = 10$$

$C_i$  = Coeficientes de importancia.

Así, conocidos los factores individuales y auxiliares, sólo quedan por calcular los coeficientes de importancia, para lo cual, en primer lugar, se obtienen unos valores  $C_i''$  de acuerdo con la siguiente tabla:

<b>Tabla 10.6. Coeficientes <math>C_i''</math>.</b>			
CRITERIO "i"	TIPO	VALOR INICIAL $C_i''$	
1	Peligrosidad	2.5	Primarios
2	Tráfico	2.5*	
3	Peatones	1.5	
4	Regulación	0.7	SECUNDARIOS
5	Geometría	1.4	
6	Importancia	1.4	

\* se recuerda que, cuando  $q_1/q_2 \geq 5$ , entonces  $C_2'' = 1.5$

En segundo lugar se considera si han ocurrido accidentes en la intersección en estudio, de forma que se definen los parámetros **A** y **B**, que se utilizarán en pasos posteriores:

<b>Tabla 10.7. Parámetros de siniestralidad.</b>		
CRITERIO "i"	A	B
Hay accidentes en el cruce	6.5	10
No hay accidentes en el cruce	5.5	9

Por fin, conocidos todos estos parámetros y coeficientes, se opera de diferente manera según se hayan calculado o no todos los factores secundarios, es decir,  $F_4$  (factor de regulación cercana),  $F_5$  (factor de geometría de la intersección) y  $F_6$  (factor de importancia de las vías a regular). Los pasos a realizar se explican a continuación:

a) Si se han calculado todos los factores secundarios ( $F_4$ ,  $F_5$  y  $F_6$ ).

- $C_{lim} = A$
- $$\left\{ \begin{array}{l} C_i' = C_i'' \text{ para } i = 4,5,6 \\ C_i' = \begin{cases} 0.1 \cdot C_i'' \cdot F_i' & \text{si } F_i' > 10 \\ C_i'' & \text{si } F_i' \leq 10 \end{cases} \text{ para } i = 1,2,3 \end{array} \right\}$$
- $$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } \sum_{i=1}^3 C_i' < C_{lim} \text{ entonces } C_i = C_i' \cdot \frac{B}{\sum_{i=1}^6 C_i'} \text{ para } i = 1,2,3,4,5,6 \\ \text{si } \sum_{i=1}^3 C_i' > C_{lim} \text{ entonces } C_i = \begin{cases} C_i' \cdot \frac{C_{lim}}{\sum_{i=1}^3 C_i'} & \text{para } i = 1,2,3 \\ C_i' & \text{para } i = 4,5,6 \end{cases} \end{array} \right\}$$

b) Si no se ha calculado algún factor secundario ( $F_4$ ,  $F_5$  ó  $F_6$ ).

- $C_{lim} = A + \sum_i C_i''$  (i correspondientes a los  $F_i$  no calculados)
- $$\left\{ \begin{array}{l} C_i' = \begin{cases} 0 & \text{en los no calculados} \\ C_i'' & \text{en los calculados} \end{cases} \text{ para } i = 4,5,6 \\ C_i' = \begin{cases} 0.1 \cdot C_i'' \cdot F_i' & \text{si } F_i' > 10 \\ C_i'' & \text{si } F_i' \leq 10 \end{cases} \text{ para } i = 1,2,3 \end{array} \right\}$$
- $$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } \sum_{i=1}^3 C_i' < C_{lim} \text{ entonces } C_i = C_i' \cdot \frac{B}{\sum_{i=1}^6 C_i'} \text{ para } i = 1,2,3,4,5,6 \\ \text{si } \sum_{i=1}^3 C_i' > C_{lim} \text{ entonces } C_i = \begin{cases} C_i' \cdot \frac{C_{lim}}{\sum_{i=1}^3 C_i'} & \text{para } i = 1,2,3 \\ C_i' & \text{para } i = 4,5,6 \end{cases} \end{array} \right\}$$

El valor de los diferentes factores  $F_i$  aparece reflejado en la obra de referencia de este capítulo “*Criterios de Instalación de Semáforos*” de la **FEMP**.

#### 10.4. VALORES DECISIVOS DEL ÍNDICE DE PRIORIDAD.

El comportamiento del tráfico varía de una ciudad a otra, por lo que no se puede dar un valor concreto del índice de prioridad que sirva como criterio absoluto para la instalación de un semáforo. Además, tampoco existen estudios genéricos, con datos de ciudades de distintas características, para ofrecer una gama de valores posibles del dicho índice.

No obstante, la **FEMP** recomienda que en *grandes ciudades* el valor de **IP** sea **superior a 50** para proceder a la instalación de un grupo semafórico. En ciudades medianas y pequeñas, si se desea dar mayor importancia a los ejes básicos, el cruce de vías secundarias y/o peatones, podría justificarse la instalación de semáforos con valores del índice inferiores. A mayores, cuando el flujo de peatones es importante, las diversas normas internacionales recomiendan la instalación de *pulsadores*; las recomendaciones de la **FEMP** sugieren el pulsador cuando el factor de detalle **F<sub>3</sub>** (que modeliza el flujo peatonal) **sea sensiblemente mayor** que el **F<sub>2</sub>** (que modeliza la demanda del tráfico).

La **FEMP** sí aborda el estudio del *tipo de semáforo* a instalar: de tiempos fijos, semiactuado, totalmente actuado o de control por volumen-densidad (vistos en el *Capítulo 7*). La colocación de un tipo u otro dependerá de si las variaciones del tráfico a lo largo del día permiten la regulación con planes de fases variables (aunque la mayoría de estas variaciones pueden ser reguladas mediante ajustes de planes en horario fijo). Como guía para elegir el tipo de regulación a instalar, el estudio de la **FEMP** incluye una tabla de referencia (**tabla 10.8**), función del tipo de calle y de la relación entre la hora punta y la hora media en diversos periodos del día.

<b>Tabla 10.8. Valores de referencia para los distintos tipos de regulación semafórica.</b>				
	PRINCIPAL		SECUNDARIA	
	Relación entre hora punta y hora media	Relación entre hora de mañana y hora media de tarde	Ratio hora media de mañana y hora media de tarde	% tráfico medio total que accede a la intersección por la vía secundaria.
TIEMPOS FIJOS	cualquier valor	<20%	<20%	>25%
SEMIACTUADO	<30%	<20%	>20%	cualquier valor
ACTUADO	>20%	>20%	>20%	cualquier valor
VOLUMEN-DENSIDAD	>30%	>30%	>30%	>30%

Pueden plantearse actuaciones especiales ante tráfico excesivo en fin de semana, peligrosidad excesiva, bajo volumen de tráfico o gran preponderancia de un flujo sobre otro. Si se emplea un regulador con varios planes, los porcentajes de referencia se modificarán en función del número de planes, ya que se supone que la regulación mejora el tráfico.

# Capítulo 11: Instalación de semáforos.

## ÍNDICE.

- 11.1. Introducción.
- 11.2. Definición del número y situación de los semáforos.
  - 11.2.1. Número mínimo de semáforos.
  - 11.2.2. Situaciones normales de los semáforos.
  - 11.2.3. Zona de visibilidad de un semáforo.
  - 11.2.4. Probabilidad de visibilidad de un semáforo desde un carril.
  - 11.2.5. Cálculo de la probabilidad de visibilidad mediante ábacos.
  - 11.2.6. Probabilidad de visibilidad de los semáforos de un acceso. Nivel de señalización de un acceso. Límites de visibilidad.
  - 11.2.7. Normas de determinación de la señalización.
  - 11.2.8. Otras situaciones.
- 11.3. Paso de peatones.
  - 11.3.1. Normas de instalación de semáforos de peatones.
  - 11.3.2. Dimensionamiento de los pasos de peatones.
- 11.4. Semáforos de protección de los pasos de peatones.
- 11.5. Pantallas de contraste.

## 11.1. INTRODUCCIÓN.

La *instalación de semáforos* en el acceso a una intersección tiene por objeto el control del movimiento de vehículos en unas condiciones óptimas de seguridad y fluidez. En este capítulo se exponen las normas de cálculo y diseño que permiten determinar el número de semáforos necesarios y su situación en el acceso. Este diseño debe conseguir una visibilidad adecuada que tenga en cuenta las características geométricas y obstáculos fijos en el acceso, así como la posibilidad de aparición de obstáculos dinámicos, como vehículos pesados y autobuses. Este capítulo es un extracto de la normativa existente en España, que se refleja en el trabajo *“Normativa de señalización con semáforos”*, realizado por la Federación Española de Municipios y Provincias (la ya mencionada **FEMP**) para cubrir el vacío legal existente al respecto. En dicho trabajo se efectuaron diferentes encuestas en ciudades con más de 50000 habitantes para obtener algunas tendencias generalizadas que deben ser tenidas en cuenta en el diseño del esquema de instalación de semáforos. Se consiguió de esta manera delimitar el *objetivo básico de la norma*: controlar la parada y el arranque de los movimientos de vehículos y peatones en condiciones de seguridad, comodidad y eficacia.

## **11.2. DEFINICIÓN DEL NÚMERO Y SITUACIÓN DE LOS SEMÁFOROS.**

### **11.2.1. Número mínimo de semáforos.**

Según la **FEMP**, en un acceso es necesaria la instalación de un número mínimo de dos semáforos de vehículos para la señalización de un movimiento de tráfico independiente. Sólo será admisible instalar un único semáforo en los siguientes casos:

- Acceso de uno o dos carriles, con intensidades bajas y muy pocos vehículos pesados o autobuses, sin ningún tipo de prioridad de paso con los semáforos apagados, y con perfecta visibilidad de los movimientos de tráfico conflictivos.
- Movimiento de menor importancia en un acceso con dos movimientos señalizados de forma independiente; este movimiento no dispone de más de dos carriles y la visibilidad del semáforo a instalar es suficiente (preferible instalación en báculo).

Este número mínimo de semáforos puede aumentar en función de la intensidad de tráfico, la velocidad, la anchura de la calzada y el porcentaje de vehículos pesados, tal y como se verá en apartados sucesivos. Pero también se debe mencionar que otros autores recomiendan la instalación de al menos tres semáforos por movimiento (ver Capítulo 9).

### **11.2.2. Situaciones normales de los semáforos.**

Los semáforos se pueden colocar en dos posiciones básicas: suspendidos sobre el acceso o en los bordes de éste. En el primer caso, ha de tenerse en cuenta que el semáforo ha de garantizar un gálibo mínimo para el paso de vehículos, que en España es de 4 m. El semáforo suspendido es el más económico y visible, aunque es el menos extendido porque es antiestético y poco conveniente para los peatones.

La **FEMP** tipifica nueve posibles posiciones del semáforo en el acceso, definida cada una por una altura del semáforo respecto al pavimento y una distancia al bordillo que define el acceso. Estas posiciones típicas quedan representadas en la **figura 11.1**. La notación utilizada en las mismas define las características de cada una de las situaciones (**tabla 11.1**). Además de estas situaciones de los semáforos hay que tener en cuenta que, en ocasiones, los semáforos se pueden colocar sobre pórticos especiales o también al otro lado del acceso pasada la intersección (ver apartado 9.4).



Figura 11.1. Posiciones de los semáforos.

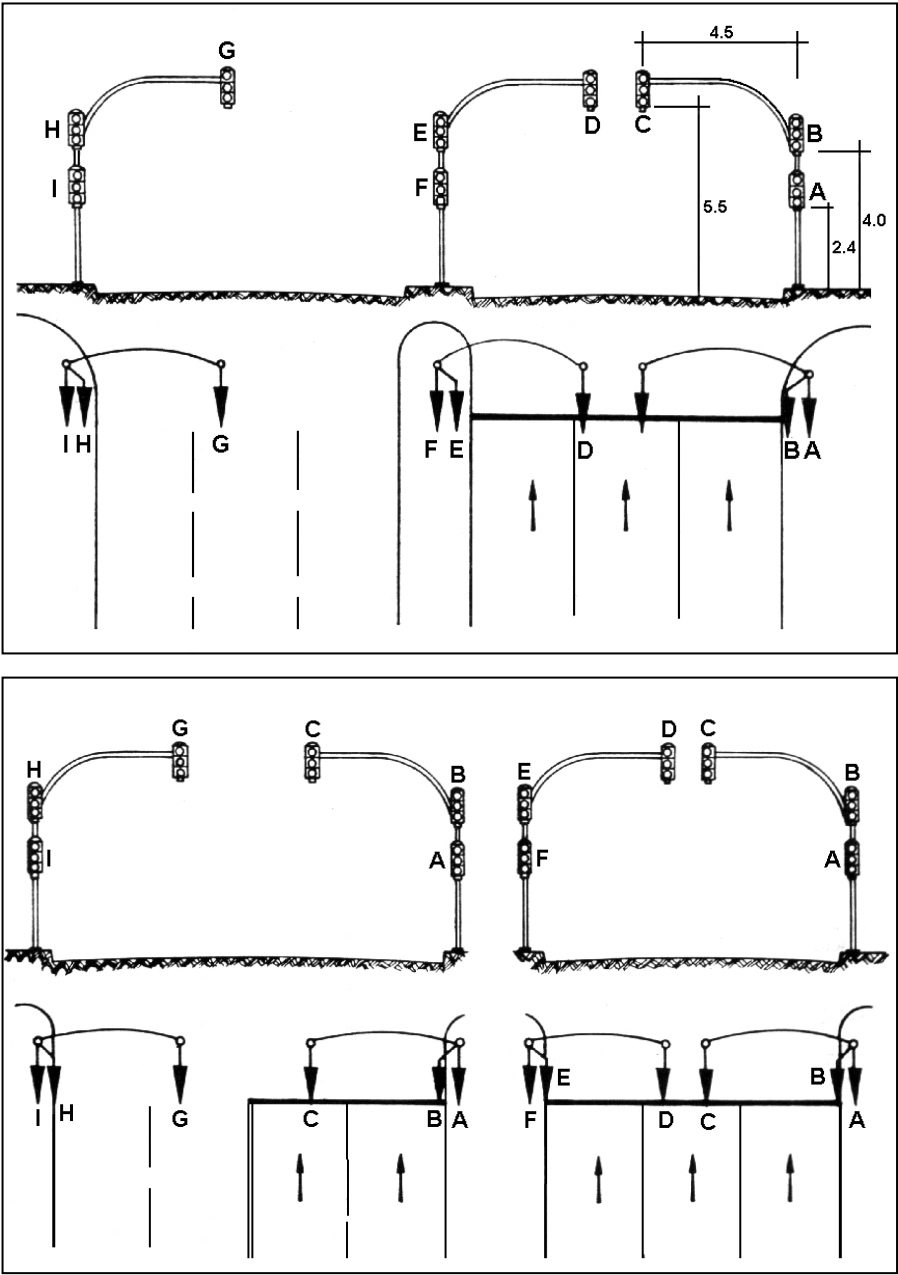
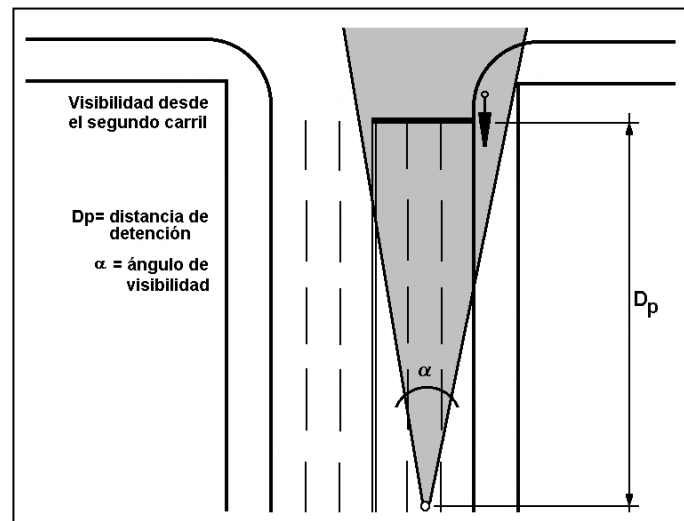


Tabla 11.1. Posiciones normalizadas de los semáforos.	
NOTACIÓN	POSICIONES DE LOS SEMÁFOROS
A	Acera derecha de 2.4 m de altura
B	Acera derecha a 4.0 m de altura
C	Báculo apoyado en la acera derecha a 5.5 m de altura
D	Báculo apoyado sobre la acera izquierda en un acceso de sentido único, o sobre la mediana
E	Acera izquierda en un acceso de sentido único, o en la mediana, a 4.0 m de altura
F	Acera izquierda en acceso de sentido único o en la mediana a 2.4 m de altura
G	Báculo apoyado sobre la acera izquierda en acceso de doble sentido
H	Acera izquierda en acceso de doble sentido, a 4.0 m de altura
I	Acera izquierda en acceso de doble sentido, a 2.4 m de altura

### 11.2.3. Zona de visibilidad de un semáforo.

Se considera que un semáforo se encuentra en la *zona de visibilidad* de un conductor cuando, supuesto el vehículo situado a la *distancia de detención* de la línea de parada del acceso, el semáforo está incluido dentro de un determinado ángulo horizontal de bisectriz paralela al eje de la calzada, denominado *ángulo de visibilidad* (**figura 11.2**).

**Figura 11.2. Ángulo de visibilidad ( $\alpha$ ).**



La *distancia de detención* ( $D_p$ ) se define como la distancia que recorre un vehículo obligado a detenerse rápidamente en condiciones de seguridad desde que el conductor ve la señal de parada hasta que el vehículo se detiene. El valor de la distancia de detención se calcula con la siguiente fórmula:

$$D_p = \frac{V}{1.8} + \frac{V^2}{250 \cdot (f + i)}$$

$D_p$  = Distancia de detención (m).

$V$  = Velocidad del vehículo (km/h).

$i$  = Pendiente de la vía (en tanto por uno, positiva si el vehículo sube).

$f$  = Coeficiente de rozamiento (0.33 para 90 km/h y 0.40 para 30 km/h).

El *ángulo de visibilidad* ( $\alpha$ ) define la zona de visibilidad de un conductor, considerando el movimiento normal de los ojos, sin mover la cabeza y manteniendo una agudeza visual suficiente. Viene dado por la siguiente expresión, función de la intensidad de la vía en hora punta y de su capacidad:

$$\alpha = 40^\circ - 10 \frac{I}{Q}$$

$\alpha$  = Ángulo de visibilidad ( $^\circ$  sexagesimales).  
 $I$  = Intensidad de la vía en hora punta (veh/h).  
 $Q$  = Capacidad de la vía (veh/h).

#### 11.2.4. Probabilidad de visibilidad de un semáforo desde un carril.

En el punto anterior se han determinado las condiciones de visibilidad de un semáforo desde un carril en ausencia de obstáculos. La presencia de vehículos pesados, dada su altura, supone un obstáculo para la visión del semáforo. De este modo, la probabilidad de visibilidad de un semáforo desde un carril dependerá ahora de la probabilidad de existencia de vehículos pesados en la línea de visión desde el carril.

Para determinar la probabilidad  $P_{ij}$  (*probabilidad de visibilidad del semáforo en posición j desde el carril i*) se supondrá que el flujo de vehículos está compuesto por un cierto porcentaje de vehículos pesados que se distribuyen por igual en todos los carriles. El porcentaje de visibilidad vendrá dado por la fórmula general:

$$P_{ij} = \left( 1 - \frac{x}{100} \right)^E$$

$P_{iA}$  = Probabilidad de visibilidad del semáforo en posición j desde el carril i.  
 $x$  = Porcentaje de vehículos pesados.  
 $E$  = Parte entera[  $k_i \cdot (2n-1)$  ].

En la expresión anterior,  $E$  es el número entero más próximo al valor del producto  $k_i \cdot (2n-1)$ , siendo  $n$  el número de carriles y  $k_i$  un parámetro a determinar. Tanto  $n$  como  $k_i$  dependen de la posición del semáforo. Por ello, se han de considerar los siguientes casos para poder obtener el valor de  $E$ :

##### a) Visibilidad de semáforos en posiciones A, F e I.

El porcentaje de tiempo de visibilidad del semáforo en la posición A ( $P_{iA}$ ) dependerá de la presencia de camiones en cualquiera de los otros carriles. En este caso, siendo  $n$  el número de carriles entre el carril i y el semáforo, la expresión de cálculo de  $k_i$  es la siguiente:

$$k_i = \frac{50 \cdot a_p \cdot D_p}{(x \cdot L_p + (100 - x) \cdot L_l) \cdot a_i}$$

$D_p$  = Distancia de detención (m).

$x$  = Porcentaje de vehículos pesados.

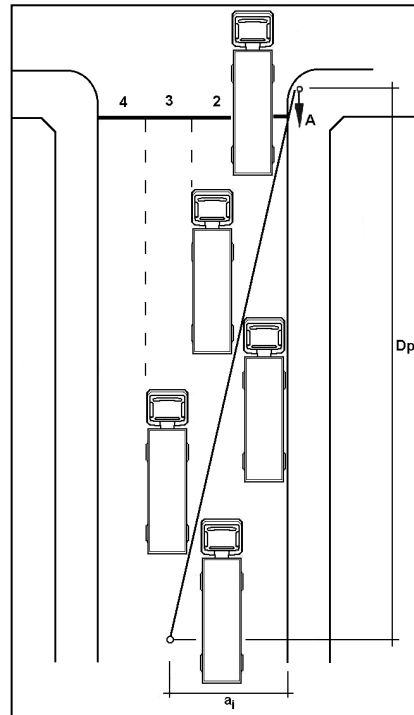
$L_p$  = Longitud media de los vehículos pesados (m).

$L_l$  = Longitud media de los vehículos ligeros (m).

$a_p$  = Anchura media de los vehículos pesados (m).

$a_i$  = Proyección de la distancia desde el pto. medio del carril  $i$  al semáforo (m).

**Figura 11.3. Visibilidad del semáforo en posición A desde el carril 3.**



El porcentaje de visibilidad del semáforo en posición **F** ( $P_{iF}$ ) se calcula de la misma forma, pero tomando los valores de carriles y distancia  $a_i$  con relación a la posición **F**. Para obtener el porcentaje de visibilidad del semáforo en posición **I** ( $P_{ii}$ ), en primer lugar se calcula un porcentaje de visibilidad “provisional” ( $P'_{ii}$ ), usando las fórmulas anteriores y considerando todos los carriles que separan la posición del carril  $i$  del semáforo **I**, tomando indistintamente carriles en el mismo sentido o en sentido contrario. El porcentaje de visibilidad definitivo se obtiene como:

$$P_{ii} = \frac{1 + P'_{ii}}{2}$$

$P_{ii}$  = Probabilidad de visibilidad del semáforo en posición **I** desde el carril  $i$ .

$P'_{ii}$  = Porcentaje de visibilidad provisional.

**b) Visibilidad de semáforos en posiciones de altura superior a 2.4 m.**

Cuando el semáforo se encuentra situado en una altura superior a la normal (situaciones **B, C, D, E, G** y **H**, generalmente por encima de los **2.4 metros**) hay que tener en cuenta que solo limitarán la visibilidad del conductor los vehículos pesados que circulen por el mismo carril o por carriles cercanos, ya que la línea de visión pasará por encima de los vehículos pesados situados en carriles más lejanos.

Para el cálculo de la probabilidad de visibilidad (**P<sub>ij</sub>**) hay que determinar explícitamente el número de carriles (**n**) cuya visión queda obstaculizada por la presencia de vehículos pesados, puesto que solo se tendrán en cuenta aquellos carriles que se encuentran a una distancia inferior **a<sub>v</sub>** del punto de visión, considerando que este punto de visión está en el centro del carril **i**:

$$a_v = a_i \cdot \frac{H_p - h}{H_s - h}$$

$$n = \text{Parte entera} \left( \frac{a_v}{a_c} + 1 \right)$$

$$k_i = \frac{50 \cdot a_p \cdot D_p}{(x \cdot L_p + (100 - x) \cdot L_l) \cdot a_v}$$

**a<sub>v</sub>** (m). Ver **figura 11.4**.

**a<sub>i</sub>** = Distancia transversal a la proyección del semáforo (m).

**a<sub>c</sub>** = Ancho de un carril (m).

**H<sub>p</sub>** = Altura media de los vehículos pesados (m).

**H<sub>s</sub>** = Altura del semáforo (m).

**h** = Altura de la vista del conductor (m).

**n** = Número de carriles afectados.

**x** = Porcentaje de vehículos pesados.

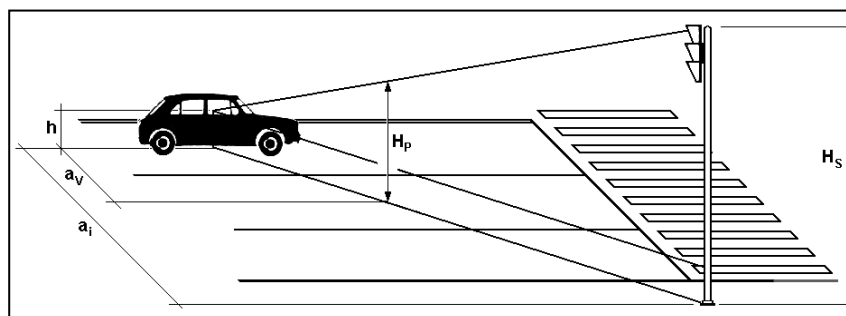
**D<sub>p</sub>** = Distancia de detención (m).

**L<sub>p</sub>** = Longitud media de los vehículos pesados (m).

**L<sub>l</sub>** = Longitud media de los vehículos ligeros (m).

**a<sub>p</sub>** = Anchura media de los vehículos pesados (m).

**Figura 11.4. Visibilidad de semáforos en posiciones de altura superior a 2.4m.**



Para el cálculo de la visibilidad de las posiciones **G** y **H** se utilizará la corrección por tráfico en doble sentido que se indicó para el semáforo **I**.

*c) Visibilidad de un semáforo situado sobre un carril.*

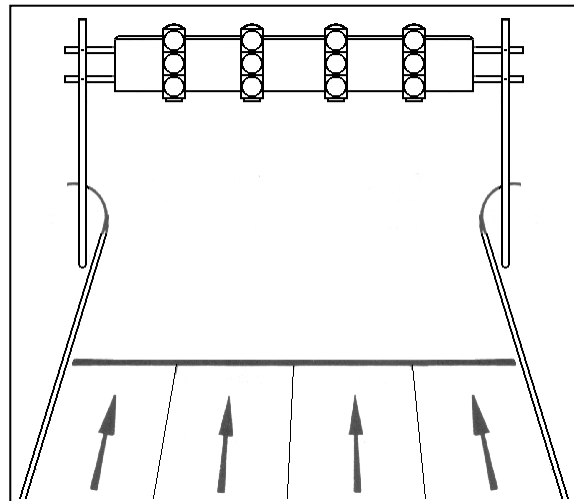
El porcentaje de visibilidad de un semáforo situado en báculo sobre un carril (**P<sub>i</sub>**), desde ese mismo carril, se obtiene de nuevo a través de la expresión general, sólo que ahora **n=1**. Así:

$$k_i = \frac{100 \cdot (H_p - h) \cdot D_p}{(H_s - h) \cdot (x \cdot L_p + (100 - x) \cdot L_l)}$$

**D<sub>p</sub>** = Distancia de detención (m).  
**x** = Porcentaje de vehículos pesados.  
**L<sub>p</sub>** = Longitud media de los vehículos pesados (m).  
**L<sub>l</sub>** = Longitud media de los vehículos ligeros (m).  
**H<sub>p</sub>** = Altura media de los vehículos pesados (m).  
**H<sub>s</sub>** = Altura del semáforo (m).  
**h** = Altura de la vista del conductor (m).

Esta expresión de la visibilidad afectará solamente al carril situado debajo del semáforo. La visibilidad de los demás carriles se calcula con las fórmulas anteriores.

**Figura 11.5. Semáforos en pórtico.**



**11.2.5. Cálculo de la probabilidad de visibilidad mediante ábacos.**

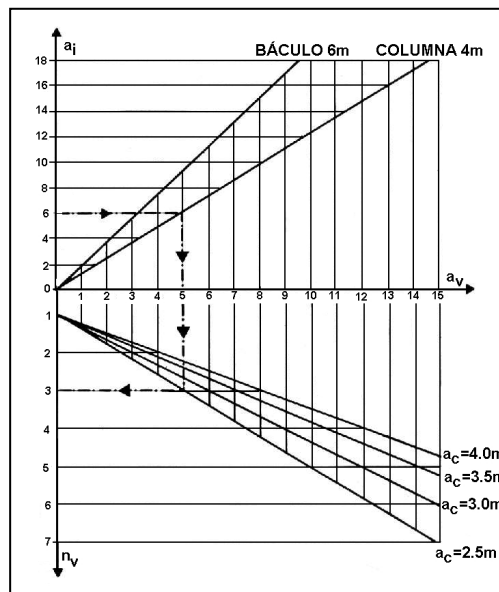
Todas las expresiones anteriores están reducidas a ábacos en la norma de la **FEMP** y permiten un cálculo directo de la probabilidad de visibilidad. Estos ábacos corresponden a las fórmulas anteriores particularizadas para los valores de los parámetros que aparecen en ellas.

**a) Ábaco 2.**

Los valores de los parámetros que aparecen en el ábaco son los siguientes:

- $H_P$  = Altura media de los vehículos pesados ( $H_P = 3.5 \text{ m}$ ).
- $H_S$  = Altura del semáforo ( $H_S = 5.5 \text{ m}$  para báculos;  $H_S = 4.0 \text{ m}$  para columnas altas).
- $h$  = Altura de la vista del conductor ( $h = 1.2 \text{ m}$ ).

**Figura 11.6. Ábaco n° 2.**



Se utiliza para hallar  $a_v$  (distancia inferior del punto de visión) y el número de carriles afectados ( $n_v$ ) en la visibilidad de un semáforo situado a una altura de 6 m ó de 4 metros. Si el valor de  $a_v$  resulta superior al valor  $a_i$  (distancia al semáforo) se ha de tomar definitivamente ese valor  $a_i$  y el número  $n$  de carriles como valores definitivos.

**b) Ábaco 3.**

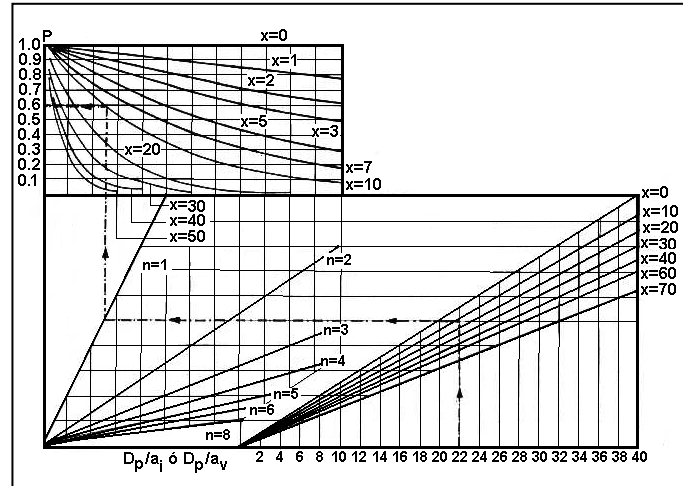
Este ábaco se utiliza para obtener la probabilidad de visibilidad P. Esta probabilidad se consigue teniendo en cuenta las variables siguientes:

- Relación  $D_p/a_i$  o  $D_p/a_v$ .
- Porcentaje de vehículos pesados ( $x$ )
- Número de carriles en los que el paso de camiones afecta a la visibilidad del semáforo ( $n$  o  $n_v$  según el caso).

Los valores de los parámetros que aparecen en el ábaco son los siguientes:

- $A_P$  = Ancho medio de los vehículos pesados ( $A_P = 2.2 \text{ m}$ ).
- $L_P$  = Longitud media de los vehículos pesados ( $L_P = 8.0 \text{ m}$ ).
- $L_1$  = Longitud media de los vehículos ligeros ( $L_P = 4.3 \text{ m}$ ).

Figura 11.7. Ábaco nº 3.



La salida del ábaco en el eje **P** da el valor de la probabilidad cuando todo el tráfico de camiones que producen obstáculos a la visión es del mismo sentido que el tráfico principal. Cuando se dé el caso de semáforos situados en la acera izquierda en una calle de doble sentido la probabilidad viene dada por:

$$P' = \frac{1+P}{2}$$

$P$  = Probabilidad de visibilidad del semáforo (tráfico de sentido único).

$P'$  = Probabilidad de visibilidad del semáforo (tráfico de doble sentido).

### c) Ábaco 4.

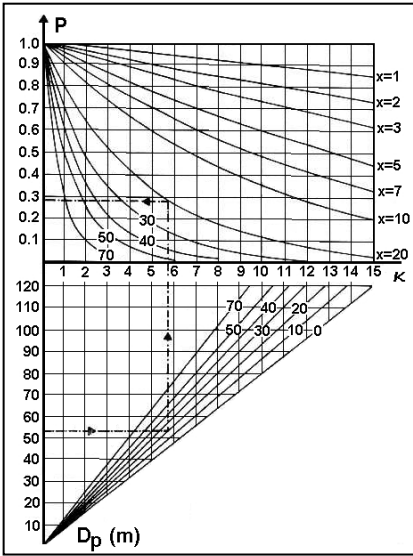
Los valores de los parámetros que aparecen en el ábaco son todos los indicados anteriormente. Se utiliza para calcular la probabilidad de visibilidad de un semáforo, situado a 6 m de altura, desde el carril sobre el que está suspendido el semáforo. Se entra en el ábaco con la distancia de parada ( $D_p$ ) y apoyándose en el porcentaje de camiones ( $x$ ) se obtiene en el eje **P** la probabilidad de visibilidad. Se puede utilizar en las situaciones siguientes:



Tabla 11.2. Ábacos a emplear según la localización del semáforo.	
SITUACIÓN DEL SEMÁFORO	ÁBACO A EMPLEAR
A y F	Ábaco nº 3 con los parámetros $n$ , $x$ , $D_p/a_i$
B, C, D y E	Ábaco nº 2 para obtener $a_v$ y $n_v$ Ábaco nº 3 con los parámetros $n_v$ , $x$ , $D_p/a_v$
I	Ábaco nº 3 con los parámetros $n$ , $x$ , $D_p/a_i \rightarrow$ se obtiene $P$ La probabilidad definitiva será $P' = 0.5 \cdot (1 + P)$
G y H	Ábaco nº 2 para obtener $a_v$ y $n_v$ Ábaco nº 3 con los parámetros $n_v$ , $x$ , $D_p/a_v \rightarrow$ se obtiene $P$ La probabilidad definitiva será $P = 0.5 \cdot (1 + P)$
C y D (*)	Ábaco nº 4 con los parámetros $x$ , $D_p$

(\*) Visibilidad desde el carril situado bajo el semáforo.

Figura 11.8. Ábaco nº 4.



Como resultado de la aplicación del método anterior se obtiene probabilidad o porcentaje de visibilidad en cada carril y en cada posible posición de un semáforo. Estos resultados permiten ensamblar una matriz de visibilidad (**tabla 11.3**), cuyos elementos  $P_{ij}$  representan la probabilidad de visibilidad del semáforo en posición  $j$  desde el carril  $i$ .

Tabla 11.3. Ejemplo de matriz de visibilidad.				
	A	C	D	F
1	0.59	0.66	0.59	-
2	0.53	0.59	0.66	-
3	-	0.66	0.59	0.53
4	-	0.59	0.66	0.59

1, 2, 3 y 4 son los carriles del acceso; A, C, D y F son la posición de los semáforos.

### 11.2.6. Probabilidad de visibilidad de los semáforos de un acceso. Nivel de señalización de un acceso. Límites de visibilidad.

Si consideramos una solución cualquiera de la señalización de un acceso formada por un conjunto de semáforos en situaciones definidas, la probabilidad de visibilidad de estos semáforos desde un carril será igual a la suma de probabilidades de visibilidad desde este carril a cada uno de los semáforos. De esta manera, dada una combinación de semáforos **ACD**, la probabilidad de visibilidad desde el carril **I** será:

$$P_i(\mathbf{ACD}) = P_{iA} + P_{iC} + P_{iD}$$

$P_i(\mathbf{ACD})$  = Prob. de ver los semáforos en posición **A**, **C** y **D** desde el carril **i**.

Conocida la probabilidad de visibilidad de un conjunto de semáforos desde cada carril de un acceso, la probabilidad de visibilidad en el acceso será el valor mínimo de las probabilidades de visibilidad desde cada carril. Así, siguiendo con el ejemplo anterior, la probabilidad de visibilidad de la combinación **ACD** desde el acceso será:

$$P(\mathbf{ACD}) = \min [P_i(\mathbf{ACD})] \quad \forall i \in \text{acceso}$$

$P(\mathbf{ACD})$  = Prob. de ver desde el acceso de los semáforos en posición **A**, **C** y **D**.

Es importante señalar que este valor puede ser mayor que la unidad; es decir, no se están manejando “probabilidades” en el sentido estadístico de la palabra, sino que se obtiene un valor con el cual se conocerá el nivel de señalización necesario en la intersección. Para ello, se debe tener en cuenta que una solución de señalización de un acceso quedará definida por una combinación de posiciones de los semáforos; así, para un determinado acceso, se consideraran soluciones posibles para la señalización del mismo todas aquellas con una probabilidad superior a un determinado límite, fijado en función del nivel de señalización que se quiere obtener. Se consideran tres niveles de señalización cuyos límites inferiores de visibilidad son los siguientes:

<b>Tabla 11.4. Niveles de señalización.</b>	
NIVEL DE SEÑALIZACIÓN	LÍMITE DE VISIBILIDAD
A	1.00
B	0.75
C	0.50

Aprovechando la matriz del ejemplo anterior (**tabla 11.3**), si se quiere calcular, en un acceso de 4 carriles, la probabilidad de visibilidad, desde cada carril, de una combinación de semáforos en posiciones **A**, **C** y **D**, resulta que:

$$P1(ACD)=0.59+0.66+\square\square 0.59=1.84,$$

$$P2(ACD)=0.53+0.59+\square\square 0.66=1.78,$$

$$P3(ACD)=0.00+0.66+0.59=1.25,$$

$$P4(ACD)=0.00+0.59+\square 0.66=1.25.$$

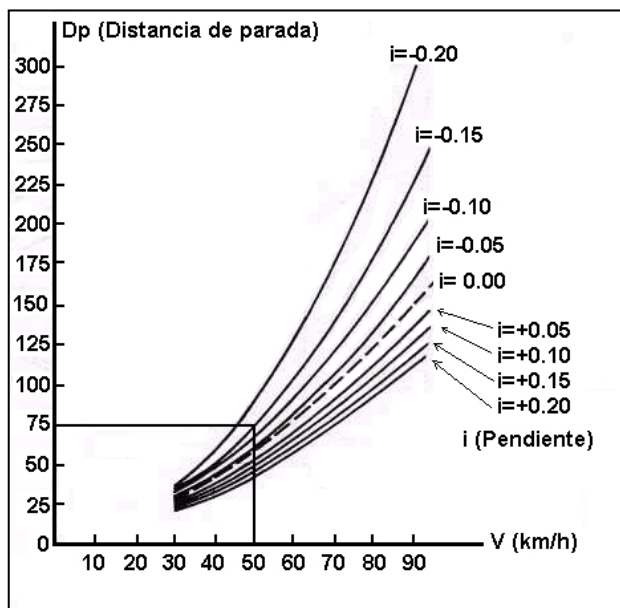
La probabilidad de visibilidad que se le asigna a todo el acceso:  $P(ACD)=\min(1.84, 1.78, 1.25, 1.25)=1.25$ . Por ello, su nivel de señalización sería de clase **A**.

### 11.2.7. Normas de determinación de la señalización.

Los pasos a seguir para determinar la señalización de un acceso son los siguientes:

- Dibujar el acceso con todos los semáforos (posiciones) que se podrían utilizar para señalizarlo.
- Calcular la distancia de detención utilizando el *ábaco 1* (**figura 11.9**) o la fórmula correspondiente (*Apartado 11.2.3*).
- Calcular el ángulo de visibilidad en función de la intensidad de hora punta del acceso.
- Definir con un cero en la matriz de visibilidad aquellas relaciones entre carril y posición del semáforo entre los que no hay visibilidad.
- En el resto de las posiciones de la matriz de visibilidad calcular la probabilidad de visibilidad en función del porcentaje de vehículos pesados.
- Preparar una lista de todas las posibles combinaciones de posiciones de semáforos y calcular la posibilidad de visibilidad desde cada carril a cada combinación de semáforos.
- Calcular la probabilidad total de visibilidad de cada combinación de semáforos, eligiendo la mínima entre las probabilidades de cada carril.
- Elegir un nivel de señalización y, como consecuencia, un límite de visibilidad.
- Separar todas las combinaciones con probabilidad de visibilidad igual o superior al límite.
- Separar aquellas combinaciones con un número menor de semáforos y de un semáforo más si son necesarias.
- Determinar la solución final de señalización teniendo en cuenta todos los condicionantes de diseño que puedan ayudar a obtener la solución óptima.

**Figura 11.9. Ábaco N° 1 para el cálculo de la distancia de detención.**



### 11.2.8. Otras situaciones.

La señalización de un movimiento secundario (o de menor importancia) en un acceso con más de un movimiento señalizado con semáforos independientes exige unas condiciones de visibilidad menos críticas que la señalización de un movimiento principal. En estos casos se utilizarán unos límites de visibilidad inferiores a los normales para definir las soluciones de señalización.

<b>Tabla 11.5. Niveles de señalización en movimientos secundarios.</b>	
NIVEL DE SEÑALIZACIÓN	LÍMITE DE VISIBILIDAD
A	0.9
B	0.6
C	0.4

En determinados casos, la situación de alguno de los semáforos pasada la intersección permite obtener una solución de señalización de mejores características que cualquier solución basada únicamente en las situaciones típicas anteriores. Dentro de las situaciones en que resulta conveniente situar los semáforos pasada la intersección se tienen las siguientes:

- Cuando por la existencia de obstáculos fijos, o por las características geométricas del acceso, no tendría visibilidad un semáforo situado en una posición que fuera preciso utilizar para la señalización del acceso.

- Cuando existe una inclinación entre los ejes de las calles acusadamente distinta de 90° es muy posible que se pueda mejorar mucho la visibilidad con un semáforo situado al otro lado de la intersección.
- Cuando se quiere aprovechar un báculo existente en la instalación para controlar el movimiento opuesto.

En estas situaciones se recomienda que el semáforo se encuentre como máximo a **40 m** de la línea de parada. En las vías arteriales importantes y vías interurbanas con varios carriles de circulación, y principalmente en las intersecciones de estas vías en que coexisten en un acceso movimientos diferentes, se puede recurrir a una señalización especial, situando un semáforo encima de cada carril, utilizando un pórtico para la sustentación (ver **figura 11.5**).

### **11.3. PASO DE PEATONES.**

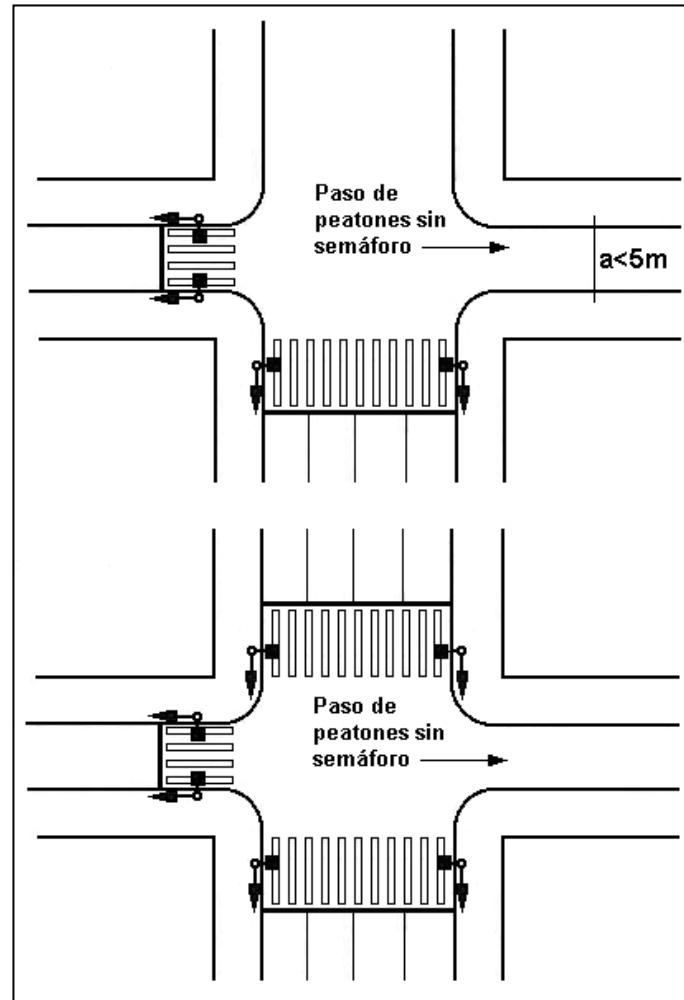
#### **11.3.1. Normas de instalación de semáforos de peatones.**

En un cruce regulado por semáforos, siempre que se pretenda señalizar horizontalmente un paso de peatones es necesario disponer, a cada lado de la calzada, de la señalización semafórica suficiente para que el peatón advierta cuándo le está permitido el paso por el mismo. Como norma general se recomienda no instalar semáforos de paso de peatones siempre que el flujo de éstos no supere los **300 peatones/hora punta** y además, o bien el ancho de la calzada que hay que atravesar sea igual o inferior a **5 m**, o bien cuando, siendo el ancho de calzada superior a **5 m**, sólo exista un carril de circulación para vehículos al estar permitido el estacionamiento a uno o ambos lados de la calzada (ver **figura 11.10**).

#### **11.3.2. Dimensiones de los pasos de peatones.**

De acuerdo con las *“Recomendaciones para la Señalización Horizontal en Áreas Urbanas”* de la **FEMP** el ancho normal para el paso de peatones será de **4 m** como mínimo, si bien este ancho puede ser menor siempre que las condiciones del cruce (aceras estrechas) así lo aconsejen, pero nunca deberán ser inferiores a **2.50 m**. Cuando la intensidad en el flujo de peatones así lo aconseje podrá aumentarse el ancho del paso de acuerdo con las necesidades del cruce, si bien se recomienda que no sea superior a **12 m**.

**Figura 11.10. Instalación de semáforos de paso de peatones.**



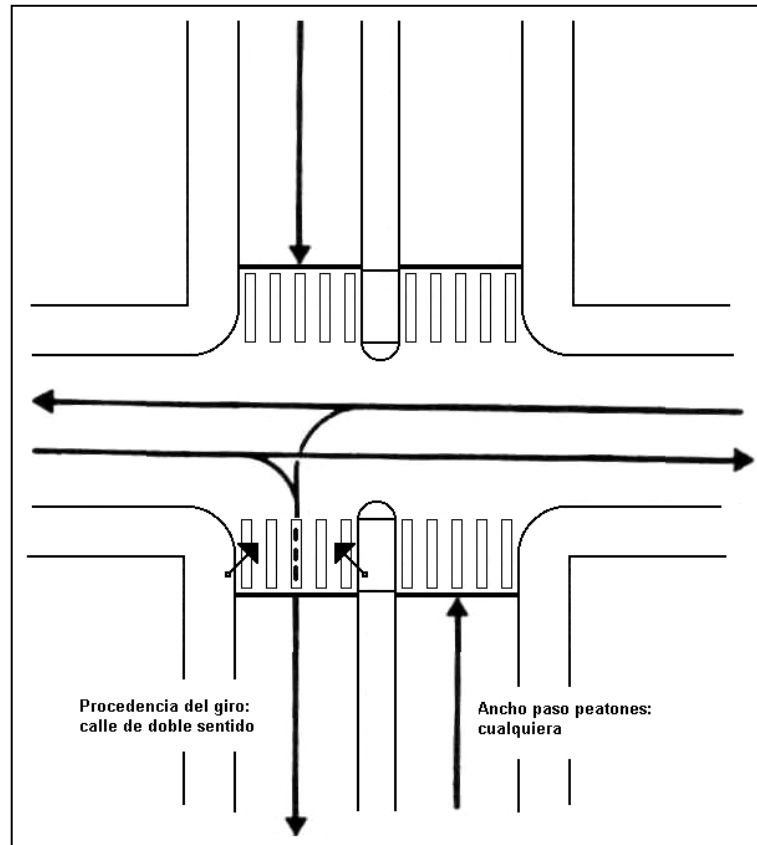
#### **11.4. SEMÁFOROS DE PROTECCIÓN DE LOS PASOS DE PEATONES.**

Se consideran semáforos de protección de pasos de peatones (ver **figura 11.11**) a los que protegen un paso de peatones de la incidencia de vehículos que efectúan o intentan efectuar un movimiento de salida de la intersección (normalmente un movimiento de giro) en momentos coincidentes con el paso de los peatones. La situación del número preciso de semáforos y su situación exige tener en cuenta unas normas generales que se exponen a continuación:

- Situar el semáforo en el punto en que sea visible durante más tiempo (o longitud) de la trayectoria del movimiento de vehículos. A estos efectos, se tomará un ángulo de visibilidad de **40°**.
- En el caso en que incidan en el paso dos trayectorias de vehículos que precisen una situación del semáforo en dos puntos distintos, instalar dos semáforos.
- Cuando el paso de peatones tenga un ancho superior a **10 m**, instalar dos semáforos de protección.

- En las vías de doble sentido sin mediana, la instalación de un semáforo de protección en el lado izquierdo de la marcha de los vehículos a los que va dirigido puede producir confusión en los conductores, que pueden interpretar que se trata de una vía de dirección única.

**Figura 11.11. Semáforos de protección de los pasos de peatones.**



Se recomienda en estos casos cuidar mucho la señalización horizontal indicando el uso de los carriles de la calle.

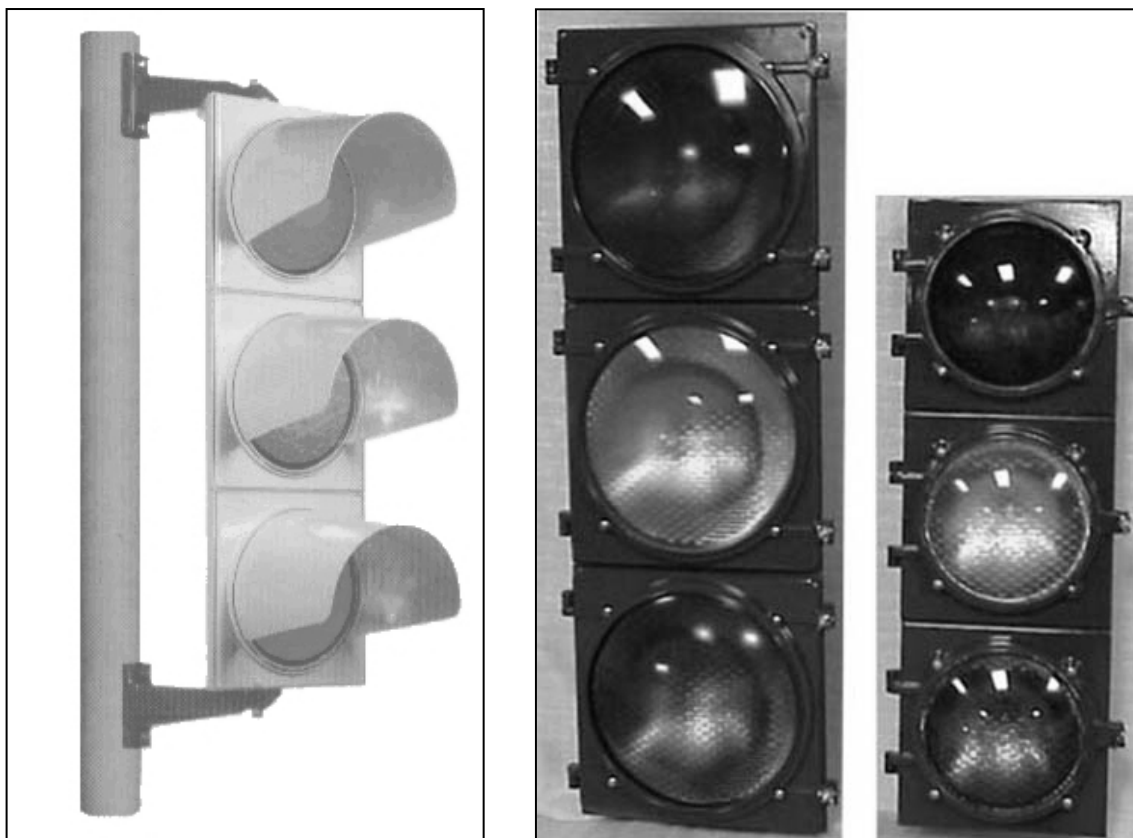
## 11.5. PANTALLAS DE CONTRASTE.

Como ya se ha mencionado en el *Apartado 5.2*, la instalación de pantallas de contraste en los semáforos pretende reducir los efectos producidos por la incidencia de los rayos solares sobre los ojos de los conductores, creando alrededor de los focos del semáforo una zona sin iluminación solar que los enmarque y produzca el suficiente contraste con la luminosidad solar para distinguir mejor las luces de los semáforos.

Aunque la instalación de pantallas de contraste casi siempre es positiva como elemento diferenciador entre las luces del semáforo y su entorno, se han de definir aquellos casos en que se considera necesaria su instalación, en función de la dirección de visibilidad de los semáforos en relación con las diferentes posiciones del sol a lo largo del día.

En el mencionado trabajo de la **FEMP** “*Criterios de instalación de semáforos*” se expone la metodología para decidir la colocación de las pantallas de contraste. Esta decisión depende de la geometría de la intersección (altura del semáforo, número de carriles, etc.), del movimiento del sol a lo largo del día y de la latitud geográfica del lugar. Todo ello se cuantifica a través de ábacos similares a los mostrados a lo largo de este capítulo, llegándose finalmente a acotar la decisión de instalar o no las pantallas a través de procedimientos gráficos.

**Figura 11.12. Semáforo con y sin pantallas de contraste.**





## Anexo A. Variables del tráfico.

### ÍNDICE.

#### A.1. Introducción.

#### A.2. Circulación continua.

##### A.2.1. Volumen e intensidad.

##### A.2.2. Velocidad.

##### A.2.3. Densidad.

##### A.2.4. Relación entre variables.

#### A.3. Circulación discontinua.

#### A.4. Planes de aforo.

##### A.4.1. Estaciones de aforo.

##### A.4.2. Extrapolación de datos.

### A.1. INTRODUCCIÓN.

La descripción del tráfico vial a través de formulaciones matemáticas exige la definición de una serie de variables básicas que sinteticen las características de la circulación. Tradicionalmente se han empleado como variables básicas el *volumen* (o la *intensidad*), la *velocidad* y la *densidad*, pero también se utilizan otras variables como el espaciamiento, el intervalo, la demora, etcétera. Sin embargo, el valor de estas variables depende del tipo de tráfico que se dé en cada momento; así, se distingue entre *circulación continua* o *ininterrumpida* (por ejemplo, en tramos de carretera suburbana o en autopistas) y *circulación discontinua* o *interrumpida* (típica en las intersecciones semafóricas).

### A.2. CIRCULACIÓN CONTINUA.

#### A.2.1. Volumen e intensidad.

El volumen y la intensidad cuantifican la cantidad de circulación que atraviesa una determinada sección de un carril o de una carretera durante un intervalo de tiempo concreto, es decir, informan sobre la demanda de la infraestructura en estudio. Se define *volumen* (**V**) como el número total de vehículos (o peatones, si son éstos los contabilizados) que pasan por un punto, sección transversal o tramo de una carretera durante un intervalo de tiempo determinado, y como tal puede expresarse en términos anuales, diarios, horarios, etc.

$$V = \frac{N}{t}$$

**V** = Volumen.

**N** = Número total de vehículos o peatones.

**t** = Tiempo.

La **intensidad (q)** es la tasa horaria equivalente a un volumen de vehículos que se ha contabilizado durante un periodo de tiempo inferior a una hora (usualmente 15 minutos). Es importante remarcar que, mientras el volumen es el número real de vehículos o peatones contabilizados durante el tiempo de observación, la intensidad representa un volumen basado en observaciones inferiores a una hora pero expresados como una tasa horaria equivalente (por ejemplo, un volumen de 100 vehículos aforados durante 15 minutos suponen una intensidad de 400 veh/h). Otro factor a considerar es la **intensidad punta**, es decir, aquel periodo durante el cual el volumen de vehículos es máximo. Esta variable es de vital importancia en los análisis de la capacidad del **HCM**, y su cálculo se efectúa a través del **factor de hora punta**:

$$FHP = \frac{\text{Volumen horario}}{\text{Intensidad punta (dentro de la hora)}}$$

Si el periodo de cómputo de la capacidad es de 15 minutos, el factor de hora punta se calcula como:

$$FHP = \frac{V}{4 \cdot V_{15}}$$

**FHP** = Factor de hora punta.

**V** = Volumen horario (veh/h).

**V<sub>15</sub>** = Volumen en el periodo punta dentro de la hora (veh/15 min).

Conocido el factor de hora punta, la intensidad punta se puede calcular a partir del volumen en hora punta a través de la expresión:

$$q = \frac{V}{FHP}$$

**q** = Intensidad en el periodo punta (veh/h).

**FHP** = Factor de hora punta.

**V** = Volumen punta (veh/h).

### A.2.2. Velocidad.

Si el volumen o la intensidad servían para determinar la demanda de la vía, la velocidad es una variable que se emplea para estimar la calidad del servicio proporcionado a los usuarios.

En general, la **velocidad** se define como la distancia recorrida en la unidad de tiempo (habitualmente en km/h). Sin embargo, la existencia de una amplia distribución de velocidades individuales dentro de una corriente de tráfico (tantas como vehículos transiten la vía) obliga a la búsqueda de algún valor representativo de esta variable, como puede ser la **velocidad media de recorrido**:

$$v = \frac{L}{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n t_i}$$

$v$  = Velocidad media de recorrido (km/h).

$L$  = Longitud del tramo de carretera (km).

$t_i$  = Tiempo que tarda el vehículo  $i$  en cruzar el tramo (h).

$n$  = número de vehículos que atraviesan el tramo en estudio.

Es importante destacar que el tiempo  $t_i$  incluye cualquier parada o demora efectuada por el vehículo (es decir, se mide el tiempo real que tardan los vehículos en atravesar el tramo en estudio). No obstante, existen otras definiciones de velocidad que no tienen en cuenta ese matiz y computan los tiempos (o el espacio) de diferente manera. Por ejemplo, la **velocidad media en movimiento** no incluye las paradas, sino que mide el tiempo durante el cual el vehículo está en movimiento. Sin embargo, a efectos de cálculo se utiliza la velocidad media temporal y la velocidad media espacial:

- **Velocidad media temporal ( $v_t$ )**: es la media aritmética de la velocidad de todos los vehículos que pasan por un punto fijo de una carretera durante un cierto intervalo de tiempo.

$$v_t = \frac{\sum_{i=1}^n f_i \cdot v_i}{\sum_{i=1}^n f_i}$$

$v_t$  = Velocidad media temporal (km/h).

$v_i$  = Velocidad media de recorrido (km/h).

$f_i$  = Frecuencia.

- **Velocidad media espacial ( $v_e$ ):** es un término estadístico que recoge el tiempo medio de recorrido de un segmento de carretera. Se define como la velocidad media de todos los vehículos que, en un instante determinado, están en un tramo de carretera.

$$v_e = \frac{\sum_{i=1}^n v_i}{n}$$

$v_e$  = Velocidad media espacial (km/h).

$v_i$  = Velocidad media de recorrido del vehículo  $i$  (km/h).

$n$  = número de vehículos que atraviesan el tramo en estudio.

Puesto que el cálculo de la velocidad media temporal no es inmediato y, sin embargo, sí resulta fácil medir la velocidad media espacial, ésta se utiliza para estimar la velocidad temporal a través de la expresión:

$$v_t = v_e + \frac{\sigma_e^2}{v_e}$$

$v_t$  = Velocidad media temporal (km/h).

$v_e$  = Velocidad media espacial (km/h).

$\sigma_e$  = Desviación típica de la distribución de velocidades espaciales (km/h).

### A.2.3. Densidad.

La **densidad** se define como el número de vehículos que ocupa un segmento (de longitud conocida) de un carril o carretera en un instante concreto. Sus unidades habituales son los vehículos por kilómetro (veh/km):

$$D = \frac{N}{L}$$

$D$  = Densidad (veh/km).

$N$  = Número total de vehículos (veh).

$L$  = Longitud del segmento de carretera (km).

Debido a la dificultad de medición directa de este parámetro, su cálculo se efectúa de manera indirecta a través de la velocidad media espacial y la intensidad de circulación:

$$D = \frac{q}{v_e}$$

$D$  = Densidad (veh/km).

$q$  = Intensidad (veh/h).

$v_e$  = Velocidad media espacial (km/h).

#### A.2.4. Relación entre variables.

Como puede observarse en el apartado anterior, parece lógico pensar que existe una relación directa entre las tres variables definidas en los puntos precedentes. De hecho, manipulando la expresión anterior se puede obtener la *relación fundamental* que enlaza las tres variables macroscópicas del tráfico vial:

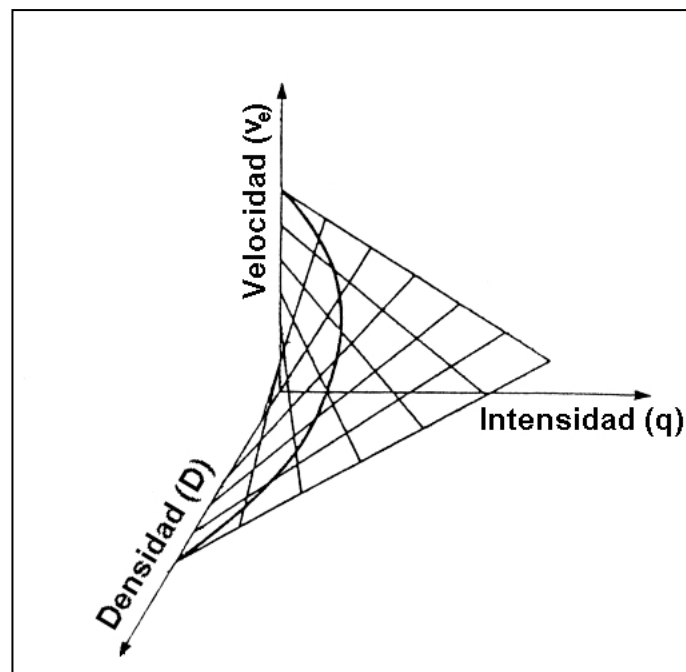
$$q = D \cdot v_e$$

$q$  = Intensidad (veh/h).

$D$  = Densidad (veh/km).

$v_e$  = Velocidad media espacial (km/h).

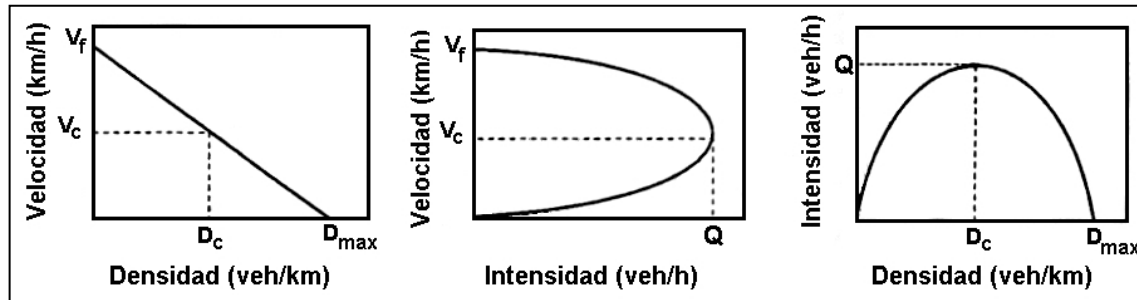
**Figura a.1. Relación fundamental del tráfico.**



Es evidente que esta relación fundamental simplifica las condiciones reales del tráfico y de la carretera; además, supone continuas ciertas variables que en realidad no lo son (los datos de aforo reales muestran normalmente discontinuidades en algunos tramos).

Aunque la relación anterior permite la existencia de un número infinito de combinaciones entre velocidad, densidad e intensidad, otras condiciones limitan los intervalos de validez de dichas variables. Este último punto se puede estudiar con más detalle si se analizan dos a dos las variables del tráfico, y cuya representación se muestra en la **figura a.2**:

**Figura a.2. Proyecciones de la relación fundamental del tráfico.**



De esta manera, cuando no existen vehículos en la vía, la densidad y la intensidad son nulas. Es aceptable pensar que, en estas condiciones, el primer vehículo que aparezca puede desarrollar la máxima velocidad teórica  $V_f$  (velocidad libre), por lo cual se obtienen el punto  $(q=0, D=0, V=V_f)$ . Por el contrario, cuando la densidad alcanza su valor límite  $D_{max}$  (densidad máxima) el segmento de carretera estará completamente lleno de vehículos y tanto la velocidad como la intensidad serán nulas (ningún vehículo avanza y, al no existir movimiento, el número de vehículos que pasan por la sección de control es nulo); coordenadas  $(0, D_{max}, 0)$ .

Entre estos dos puntos extremos la dinámica del flujo es intuitiva: partiendo de  $D=0$ , el aumento de la densidad acarrea un incremento en la intensidad pero una disminución en la velocidad (pues al haber más vehículos en la vía no se pueden alcanzar velocidades tan elevadas). Pero llega un momento en el que se alcanza la intensidad máxima de la vía o **capacidad** ( $Q$ ), en la cual tanto la velocidad como la densidad se consideran críticas ( $V_c, D_c$ ). Superado este instante comenzará la congestión de la vía: la velocidad seguirá disminuyendo, el número de vehículos por hora que entran en el tramo de control decrece hasta anularse y, si bien entran menos vehículos por kilómetro que antes, el número total de automóviles que acceden al tramo crece lentamente hasta colapsar la carretera y alcanzar el valor de la densidad máxima (realmente nunca se alcanza este valor, pues tendrían que estar todos los coches pegados unos a otros).

### A.3. CIRCULACIÓN DISCONTINUA.

La circulación discontinua es mucho más compleja que la continua al estar dominada por puntos donde existe una operación invariable, tal y como las obligadas por semáforos o las señales de **STOP** y **CEDA**. En general, las variables características de esta circulación son la intensidad, el flujo de saturación, las variables de control del semáforo o del stop, los huecos disponibles en la corriente de tráfico y la demora. Por ejemplo, los huecos disponibles se regulan a través del “espaciamiento” y del “intervalo”. Se define *espaciamiento* como la distancia entre dos vehículos consecutivos dentro de la corriente circulatoria, medida de parachoques delantero a parachoques delantero. El espaciamiento medio es la inversa de la densidad:

$$s = \frac{L}{N} = \frac{1}{D}$$

**s** = Espaciamiento medio (km/veh).

**D** = Densidad (veh/km).

**N** = Número total de vehículos (veh).

**L** = Longitud del segmento de carretera (km).

El *intervalo* es el lapso de tiempo entre vehículos sucesivos a su paso por la sección de control, medida también de parachoques delantero a parachoques delanteros. El intervalo medio es el inverso del volumen:

$$n = \frac{t}{N} = \frac{1}{V}$$

**n** = Intervalo medio.

**V** = Volumen.

**N** = Número total de vehículos o peatones.

**t** = Tiempo.

Si bien estas variables se consideran “microscópicas” al referirse a pares de vehículos dentro de la corriente del tráfico, resultan de vital importancia en el análisis de los vehículos estacionados en el acceso a un cruce y que desean atravesar la intersección. En las estructuras viarias continuas los semáforos constituyen la fuente más importante de interrupciones al tráfico, pues éste se detiene periódicamente en función de su ciclo, de manera que el movimiento sólo es posible durante una porción del tiempo total (el tiempo de verde).

#### **A.4. PLANES DE AFORO.**

Los *planes de aforo* son campañas de recogida de datos que persiguen el conocimiento y evolución del tráfico de la red viaria. Para ello es necesario elegir las secciones donde se realizarán los aforos para que sean representativas de toda la red y realizar las mediciones durante el tiempo suficiente para registrar adecuadamente las variaciones de la circulación. La toma de información varía según se analicen redes de carreteras o redes urbanas (sobre todo cuando se trata del análisis de una intersección). En ambos casos el estudio se realiza en una serie de *estaciones de aforo* ubicadas en lugares estratégicos y encargadas de la medida de las variables del tráfico.

Si bien lo ideal sería poder obtener todas las características del tráfico, por motivos económicos es necesario limitar la recogida de información a una serie de variables suficientemente representativas. En este sentido, el objetivo principal de cualquier plan de aforos es estimar la *intensidad de tráfico*, y con ella la **IMD** (intensidad media diaria anual). Pero también resulta de interés conocer la *composición del tráfico* y la *velocidad de circulación* en los tramos más representativos e importantes. Además, puesto que la intensidad de tráfico varía en el espacio y en el tiempo, resulta imprescindible medir dicha fluctuación. Se ha comprobado que, para un tramo determinado de carretera, estas variaciones son *cíclicas*, pudiendo distinguirse variaciones de tipo horario, diario, semanal, mensual, estacional y anual.

La puesta en marcha de un plan de aforos requiere de las siguientes etapas:

- División de la red en tramos con características de circulación homogéneas, de longitud inferior a los 15 km, evitando la existencia de cruces importantes.
- Fijar el número y tipo de estaciones, así como su ubicación.
- Elaboración de un programa de aforos para cada estación.
- Finalmente, asignar los equipos necesarios según las zonas.

##### **A.4.1. Estaciones de aforo.**

El Plan Nacional de Aforos de la Dirección General de Carreteras clasifica las estaciones de aforo en función del método, periodo y frecuencia de los aforos en:

- Estaciones permanentes.
- Estaciones de control (primarias y secundarias).
- Estaciones de cobertura.



Las *estaciones permanentes* se encuentran ubicadas en los tramos más representativos de la red de carreteras y su objetivo fundamental es obtener una información total y continua del tráfico. De esta manera, la toma de datos se realiza de forma permanente durante todas las horas del año mediante contadores automáticos, lo que permite conocer tanto las variables del tráfico como las variaciones en la intensidad. En España se utilizan alrededor de 200 estaciones permanentes en la red estatal de carreteras.

Las *estaciones de control* tienen por objeto determinar únicamente las variaciones diarias, semanales y estacionales de la intensidad de tráfico en un tramo representativo, para posteriormente extrapolar los datos a toda la red utilizando *estaciones afines* entre sí (aquellas situadas en zonas donde la actividad socioeconómica predominante es la misma; se ha comprobado que en este caso, las variaciones cíclicas de la intensidad son las mismas). Estas estaciones pueden ser *primarias* o *secundarias*, según la toma de datos sea más o menos completa.

En las *estaciones de cobertura* se persigue la obtención de la **IMD** en un tramo de carretera a través de una única medición anual (durante un periodo de tiempo inferior a 24 horas). Para ello la intensidad de tráfico del tramo debe ser aproximadamente constante.

#### A.4.2. Extrapolación de datos.

La situación ideal en ingeniería de tráfico consistiría en conocer los aforos de una intersección todos los días y en todos los tipos de estación a lo largo del año. Sin embargo, por motivos económicos, es necesario extrapolar los datos obtenidos en un tipo de estación a otros puntos de la red.

Así, conocidos los datos anuales de una *estación permanente*, se pueden deducir los siguientes coeficientes de transformación:

- **Coeficiente K:** relación entre la intensidad total de vehículos medida en un día durante las 16 horas comprendidas entre las 6 y las 22 horas, y la intensidad total de vehículos durante las 6 horas que transcurren entre las 6 y las 14 horas de ese mismo día.
- **Coeficiente de nocturnidad (N):** relación entre el tráfico de 24 horas y el tráfico de 16 horas diurnas (entre las 6 y las 22 horas). Es un coeficiente bastante estable, que oscila entre **1.07** y **1.40**, variando su media entre **1.10** a **1.15**.

- **Coeficiente de variación mensual de días laborables (L):** relación entre la intensidad media anual de los días laborables y la intensidad media de días laborables de un mes determinado.
- **Coeficiente de sábados:** cociente entre la intensidad media anual de sábados y la de los días laborables.
- **Coeficiente de domingos:** relación entre la intensidad media anual de domingos y la de los días laborables.
- **Coeficiente S:** transforma la intensidad media anual de días laborables en intensidad media diaria anual.

$$S = \frac{5 + a + b}{7}$$

**S** = Coeficiente **S**.  
**a** = Coeficiente de sábados.  
**b** = Coeficiente de domingos.

De esta forma, deducidos los factores de transformación de una estación permanente, si se conocen los datos de una *estación de control*, se puede calcular la **IMD** a través de la expresión:

$$\begin{aligned} \text{IMD} &= q \cdot F \\ F &= N \cdot L \cdot S \end{aligned}$$

**IMD** = Intensidad media diaria en la estación de control.  
**q** = Intensidad media anual en la estación de control.  
**N, L, S** = Coeficientes de la estación permanente.

Si lo que se poseen son datos de una *estación de cobertura* (aforo de **n** horas del mes **m** en un día laborable, **q<sub>n,m</sub>**), se puede calcular la **IMD** a través de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \text{IMD} &= q_{6,m} \cdot K_m \cdot F_m \quad \text{si } n = 6 \text{ horas} \\ \text{IMD} &= q_{16,m} \cdot F_m \quad \text{si } n = 16 \text{ horas} \\ \text{IMD} &= q_{24,m} \cdot L_m \cdot S \quad \text{si } n = 24 \text{ horas} \end{aligned}$$

**IMD** = Intensidad media diaria en la estación de cobertura.  
**q<sub>n,m</sub>** = Intensidad en la estación de cobertura el mes **m** durante **n** horas.  
**K<sub>m</sub>, F<sub>m</sub>, L<sub>m</sub>, S** = Coeficientes de la estación permanente en el mes **m**.

## Anexo B. Glosario.

**Aforo:** medida del número de vehículos o peatones que atraviesan la sección de una carretera.

**Ángulo de visibilidad ( $\alpha$ ):** ángulo que define la zona de visibilidad de un conductor, considerando el movimiento normal de los ojos, sin mover la cabeza y manteniendo una agudeza visual suficiente.

**Base de conocimientos:** conjunto de hechos y reglas que permiten el funcionamiento de un sistema experto.

**Capacidad (Q):** número máximo de vehículos que llegan a la intersección en la unidad de tiempo.

**Carcasa:** componente del semáforo en cuyo interior se instalan los elementos de iluminación.

**Carril de giro compartido:** los vehículos de ese carril pueden girar o seguir de frente.

**Carril de giro exclusivo:** carril dedicado únicamente para los vehículos que realizan dicha maniobra.

**Carril de giro restringido:** análogo al carril de giro, pero los vehículos que giran están sujetos a radios pequeños y/o alguna interferencia de peatones.

**Carril de giro:** aquel que contiene cualquier tipo de tráfico de giro (giro exclusivo a la izquierda, giro exclusivo a la derecha, o un carril compartido desde el cual los vehículos pueden girar a la izquierda o a la derecha o, también, continuar de frente). Se supone un radio de giro adecuado y una mínima interferencia de peatones.

**Carril directo (de paso de frente):** aquel carril que contiene solamente vehículos de paso de frente (vehículos que siguen rectos).

**Carril infrautilizado:** aquel carril cuya capacidad no se aprovecha plenamente (siendo su relación de utilización inferior a la unidad).

**Ciclo (C)** : duración de todas las fases un semáforo.

**Ciclo óptimo ( $C_o$ )**: aquel ciclo que minimiza una determinada función del tiempo perdido para todos los movimientos críticos en una intersección aislada.

**Ciclo práctico ( $C_p$ )**: aquel ciclo que garantiza que los grados de saturación de todos los movimientos de la intersección están por debajo del grado de saturación práctico.

**Cobertura visual**: área de calzada que se veía desde la lente del semáforo y que define la zona desde la cual dicha lente se observa nítidamente.

**Coefficiente de nocturnidad (N)**: relación entre el tráfico de 24 horas y el tráfico de 16 horas diurnas (entre las 6 y las 22 horas).

**Coefficiente de sábados y domingos (S)**: transforma la intensidad media anual de días laborables en intensidad media diaria anual.

**Coefficiente de variación mensual de días laborables (L)**: relación entre la intensidad media anual de los días laborables y la intensidad media de días laborables de un mes determinado.

**Coefficiente K**: relación entre la intensidad total de vehículos medida en un día durante las 16 horas comprendidas entre las 6 y las 22 horas, y la intensidad total de vehículos durante las 6 horas que transcurren entre las 6 y las 14 horas de ese mismo día.

**Conflicto primario**: conflictos producido por los movimientos de dos vehículos de paso de frente (es decir, que siguen recto a través de la intersección). También se pueden producir entre peatones y vehículos.

**Conflicto secundario**: conflicto producido entre un movimiento de paso de frente (peatonal o vehicular) y un movimiento de giro.

**Continuidad de las fases del ciclo**: dada una fase inicial y una fase final, en cualquier combinación de movimientos entre ellas debe coincidir la sumatoria de sus tiempos de verde más los tiempos perdidos.

**Demora ( $d$ ,  $d_A$ ,  $d_j$ ):** medida de la molestia, frustración, consumo de combustible y del tiempo de viaje perdido por el conductor.

**Densidad:** número de vehículos que ocupa un segmento (de longitud conocida) de un carril o carretera en un instante concreto.

**Detector:** aparato mecánico capaz de registrar el paso de un vehículo por una determinada sección de una carretera.

**Detectores estratégicos:** detectores utilizados para la medición de la intensidad y el tiempo de ocupación.

**Detectores tácticos:** detectores que sirven únicamente para medir presencias.

**Diagrama de búsqueda de movimientos críticos:** gráfico que permite identificar los movimientos críticos.

**Distancia de detención ( $D_p$ ):** distancia que recorre un vehículo obligado a detenerse rápidamente en condiciones de seguridad desde que el conductor ve la señal de parada hasta que el vehículo se detiene.

**Distancia de meta:** proyección horizontal de la distancia que recorre el rayo de luz emitido por la bombilla de un semáforo hasta que intercepta la calzada.

**Distancia de visibilidad:** distancia a partir de la cual un conductor puede apreciar cualquier anomalía en la calzada o algún elemento de la vía que requiera su atención.

**Espaciamiento:** distancia entre dos vehículos consecutivos dentro de la corriente circulatoria medida de parachoques delantero a parachoques delantero.

**Estaciones afines:** estaciones de aforo situadas en zonas donde la actividad socioeconómica predominante es la misma.

**Estaciones de cobertura:** estaciones de aforo donde se persigue la obtención de la **IMD** en un tramo de carretera a través de una única medición anual.

**Estaciones de control:** estaciones de aforo empleadas para determinar únicamente las variaciones diarias, semanales y estacionales de la intensidad de tráfico en un tramo representativo, para posteriormente extrapolar los datos a toda la red utilizando estaciones afines.

**Estaciones permanentes:** estaciones de aforo ubicadas en los tramos más representativos de la red de carreteras cuyo objetivo fundamental es obtener una información total y continua del tráfico.

**Fase mixta:** fase en la cual una parte es protegida y otra permitida.

**Fase permitida:** fase durante la cual el giro coincide con el movimiento peatonal.

**Fase protegida:** fase sin conflictos con los movimientos peatonales.

**Fase:** estado del semáforo durante el cual uno o más movimientos reciben el derecho de paso.

**Giro con tráfico de oposición:** movimiento de giro en el cual los vehículos deben atravesar el flujo en un sentido para incorporarse al flujo en sentido contrario.

**Giro sin oposición normal:** movimiento de giro que no sufre interferencia vehicular ni peatonal y cuyo radio de curvatura es razonablemente grande.

**Giro sin oposición restringido:** movimiento de giro a la izquierda sometido a radios de curvatura menores y a interferencias peatonales.

**Grado de saturación de la intersección ( $X$ ):** máximo grado de saturación producido entre todos los movimientos de una intersección.

**Grado de saturación de un movimiento ( $x$ ):** cociente entre la intensidad de llegada y la capacidad de dicho movimiento.

**Grado de saturación práctico ( $X_p$ ):** valor del grado de saturación de la intersección que establece unas adecuadas condiciones de operatividad y evita que las condiciones del tráfico no se vuelvan inestables.

**Grupo de carriles:** determinado conjunto de carriles que prestan servicio a uno o varios movimientos y que se analizan conjuntamente.

**Grupo semafórico:** conjunto de semáforos que funcionan igual.

**Hueco máximo:** distancia existente entre dos vehículos consecutivos.

**Índice de Prioridad (IP):** parámetro que determina la necesidad de instalar semáforos en una intersección.

**Intensidad de llegada (q):** número de vehículos que llegan a la intersección en la unidad de tiempo. En general, es la tasa horaria equivalente a un volumen de vehículos que se ha contabilizado durante un periodo de tiempo inferior a una hora (usualmente 15 minutos).

**Intensidad de saturación (S):** máxima intensidad de salida (veh/h) que se puede alcanzar cuando hay una cola de vehículos accediendo a la intersección.

**Interfaces de usuario:** módulo de un sistema experto que permite al usuario formular consultas, proporcionar información e interactuar de otras formas con el sistema.

**Intersección aislada:** cruce regulado por semáforos cuya operación es independiente del resto de semáforos de la vía.

**Intersección coordinada:** cruce regulado por semáforos cuya operación depende del resto de grupos semafóricos de la vía.

**Intervalo de hueco:** tiempo que transcurre entre el paso de dos vehículos consecutivos.

**Intervalo de paso o extensión unitaria:** parámetro de funcionamiento de los reguladores accionados por el tráfico que permite a un vehículo llegar del detector a la línea de stop.

**Intervalo:** lapso de tiempo entre vehículos sucesivos a su paso por la sección de control medida de parachoques delantero a parachoques delanteros.

**Lámpara de señalización:** filamento incandescente que genera la luz del semáforo.

***Lente de señalización:*** elemento del semáforo diseñado para dar color a la luz emitida por las bombillas y direccionarla adecuadamente, de manera que sea bien identificada por el conductor.

***Mantenimiento preventivo:*** inspección periódica y conjunto de procedimientos específicos aplicados a los grupos semafóricos semáforos cuyo fin es el de mantener las instalaciones en óptimas condiciones de funcionamiento.

***Máquina de deducción o motor de inferencias:*** subrutina de un sistema experto que proporciona la capacidad de razonamiento necesaria para extraer conclusiones.

***Matriz de incompatibilidades:*** tabla que muestra los movimientos que pueden realizarse simultáneamente en una intersección.

***Mecanismos de explicación:*** subrutina de un sistema experto que permite al programa explicar o justificar sus conclusiones, y también posibilitan a los programadores verificar el funcionamiento de los propios sistemas.

***Métodos de control:*** conjunto de métodos de gobierno del regulador.

***Métodos de prueba:*** batería de ensayos que deben cumplir los reguladores para su correcto funcionamiento.

***Modelos de simulación macroscópicos:*** modelos matemáticos del tráfico que consideran el tráfico como un flujo continuo, con propiedades “reológicas” similares a las de cualquier fluido.

***Modelos de simulación microscópicos:*** modelos matemáticos del tráfico basados en el análisis del comportamiento de cada vehículo de forma individual.

***Modo de operación:*** estrategia de funcionamiento del regulador de un semáforo (inicio, control, reposo y fallo).

***Módulo de monitorización:*** en un sistema centralizado de semáforos, conjunto de elementos que permiten conocer en todo momento el estado de funcionamiento de cada uno de los componentes del sistema.



**Módulo de optimización:** en un sistema centralizado de semáforos, conjunto de elementos que utiliza los datos del módulo de simulación anterior, los interpreta (a través de técnicas de ingeniería del conocimiento) y decide las acciones a emprender.

**Módulo de simulación:** en un sistema centralizado de semáforos, conjunto de elementos que reciben los datos procedentes del tráfico exterior y del propio sistema, procesándolos desde el punto de vista estrictamente numérico.

**Movimiento de giro permitido:** movimiento que atraviesa, aprovechando los huecos existentes, un movimiento peatonal o un movimiento de vehículos que siguen recto.

**Movimiento de giro protegido:** maniobra que se lleva a cabo sin conflictos, tal y como los giros hechos durante las fases exclusivas de giro a la izquierda o a la derecha durante las cuales los movimientos conflictivos con los peatones están prohibidos.

**Movimiento no solapado:** aquel movimiento que transcurre sin extenderse en varias fases del ciclo del semáforo.

**Movimiento solapado:** aquel movimiento que recibe el derecho de paso durante más de una fase.

**Movimiento:** cualquier trayectoria que un vehículo puede realizar en una intersección proviniendo de cualquiera de sus accesos.

**Movimientos críticos:** aquéllos que tienen un mayor grado de saturación para una fase semafórica dada.

**Movimientos por permeabilidad:** movimientos realizados simultáneamente aunque exista interferencia entre ellos, pues uno aprovecha los huecos que se producen en el tráfico tras ceder el paso al que tiene prioridad.

**Nivel de servicio (NS):** en la metodología norteamericana, parámetro que determina la calidad de circulación de los accesos de una intersección.

**Pantalla de contraste:** elemento del semáforo cuya misión consiste en reducir los efectos producidos por la incidencia de los rayos solares sobre los ojos de los conductores.

**Periodo ámbar:** intervalo de tiempo que se utiliza para avisar del cambio de color en un semáforo.

**Periodo de verde intermitente de peatones:** transitorio utilizado para avisar a los peatones del final de su tiempo de verde para cruzar la calzada.

**Período intermedio (I):** tiempo comprendido desde el final del período verde del semáforo hasta el comienzo de su tiempo de rojo, coincidiendo este instante con el inicio del período verde en otro semáforo.

**Periodo todo rojo de despeje:** intervalo de tiempo que pretende dejar el tiempo suficiente para que los últimos vehículos (aquellos que han cruzado el semáforo en ámbar, si o lo han hecho en rojo) puedan atravesar la intersección antes de que empiecen a salir desde otro acceso.

**Periodo todo rojo de progresión interna:** intervalo de tiempo que permite las progresiones internas de los vehículos en una vía donde existen varios semáforos consecutivos.

**Periodo todo rojo de seguridad:** intervalo durante el cual se cierran todos los accesos al cruce por motivos de seguridad (para evitar colisiones entre los vehículos que apuran el tiempo de verde, cruzando la intersección en ámbar o en rojo, y aquellos que se apresuran en la salida y comienzan la marcha antes de que el semáforo se ponga en verde).

**Período todo rojo:** intervalo de tiempo durante el cual todos los semáforos están en rojo.

**Perturbaciones externas:** en un sistema centralizado de semáforos, datos de entrada del sistema que pueden tener incidencia directa sobre el tráfico pero que son difícilmente transformables en variables numéricas: accidentes de circulación, manifestaciones, etc.

**Plan de aforo:** campaña de recogida de datos que persiguen el conocimiento y evolución del tráfico de la red viaria.

**Planes de tráfico:** plan que define la estructura del cruce, los tiempos de las fases (principales y secundarias), el ciclo y los desfases en el caso de intersecciones coordinadas.

**Planes horarios:** esquema que indica el plan de tráfico en funcionamiento según la hora y el día.

**Reflector:** dispositivo encargado de dirigir la luz a través de la lente del semáforo.

**Registrador o contador:** dispositivo encargado de traducir las señales enviadas por un detector en números que representen los vehículos que han pasado por la sección de control.

**Regulador:** elemento electromecánico de los semáforos que controla la duración de los ciclos y de las fases.

**Relación de intensidad de un movimiento (y):** cociente entre la intensidad de llegada con respecto a la intensidad de saturación.

**Relación de intensidad en la intersección (Y):** suma de las relaciones de intensidad de los movimientos críticos.

**Relación de tiempo de verde en la intersección (U):** suma de las relaciones de verde efectivo de los movimientos críticos.

**Relación de utilización ( $\rho$ ):** cociente entre el grado de saturación de un carril y el grado de saturación de la intersección. La infrautilización de carriles se produce cuando este cociente es inferior a la unidad.

**Relación de verde efectivo de un movimiento (u):** cociente entre el tiempo de verde efectivo y el tiempo de duración del ciclo.

**Reparto:** asignación del tiempo de verde a cada movimiento de la intersección semaforica.

**Requisitos de control:** conjunto de características que definen los modos de operación y métodos de control del regulador.

**Requisitos de fiabilidad:** conjunto de garantías que corroboran el correcto diseño y construcción de los elementos del semáforo.

**Requisitos de seguridad:** conjunto de medidas previstas en un regulador encaminadas a prevenir fallos o mitigar las consecuencias de los mismos.

**Requisitos funcionales:** conjunto de características que describen las prestaciones del regulador (forma de entrada de datos, metodología de procesamiento de la información, definición de las fases y duración, etc.).

**Retardo final (b):** diferencia entre el retardo inicial y el tiempo perdido.

**Retardo inicial (a) :** suma de los tiempos del periodo intermedio y las pérdidas iniciales.

**Retardo:** desfase entre el cierre de dos semáforos consecutivos.

**Semáforo de operación prefijada:** semáforo cuyo ciclo y fases son fijos e independientes del volumen de tráfico que realmente llega a la intersección.

**Semáforos de operación semiactuada:** alguno de los semáforos de la intersección depende del volumen real de vehículos, pudiendo cambiar la duración del ciclo y el plan de fases en función del número de vehículos que acceden a la intersección.

**Semáforos de operación totalmente accionada** todos los semáforos de la intersección están diseñados para variar la duración del ciclo y el plan de fases en función del número de vehículos que realmente llegan a la intersección.

**Semáforos duales primarios:** semáforos que complementan a los primarios y se disponen a la izquierda del conductor.

**Semáforos primarios:** semáforos montados sobre un poste, situados al lado de la línea de detención (a la derecha del conductor) y encargados de atender de forma directa al tráfico que se aproxima al cruce.

**Semáforos secundarios:** semáforos colocados a la izquierda de los vehículos y alejados de la línea de detención para que aquellos conductores incapaces de ver los semáforos primarios puedan informarse sobre el cambio de fase.

**Semáforos terciarios:** semáforos análogos a los secundarios, sólo que ubicados a la derecha de los vehículos.

**Sistema experto:** programa informático que adopta decisiones o resuelve problemas de un determinado campo utilizando los conocimientos y las reglas analíticas definidas por los expertos en dicho campo.

**Sistemas de elaboración de programas o sistemas dinámicos:** método de control centralizado de semáforos en el cual el ordenador puede generar programas de forma dinámica, calculando un nuevo diseño de fases cada determinado intervalo de tiempo.

**Sistemas de selección de programas:** método de control centralizado de semáforos en el cual se calculan previamente los programas de funcionamiento, eligiendo en cada momento el más adecuado.

**Subciclo ( $C^*$ ):** variable de cálculo utilizada para el reparto del ciclo cuando existen movimientos no críticos solapados.

**Tiempo de cambio de fase ( $F$ ):** tomando como origen de tiempos el inicio de la fase **A**, instante en el que comienza el resto de fases.

**Tiempo de verde ( $G$ ):** período durante el cuál el aspecto “verde” del semáforo está a la vista. Al comienzo del tiempo de verde, ciertos movimientos adquieren derecho de paso y, al final del mismo, lo pierden.

**Tiempo de verde efectivo ( $g$ ):** tiempo que está efectivamente disponible para los movimientos permitidos.

**Tiempo de verde efectivo mínimo ( $g_m$ ):** tiempo de verde efectivo que un movimiento peatonal o vehicular debe satisfacer por condicionantes geométricos, de seguridad, etc.

**Tiempo de verde máximo:** parámetro de funcionamiento de los reguladores accionados por el tráfico que representa la máxima duración del tiempo de verde de la fase.

**Tiempo de verde mínimo o intervalo de verde inicial:** parámetro de funcionamiento de los reguladores accionados por el tráfico que pretende conceder el tiempo suficiente a todos los vehículos potencialmente estacionados entre el detector y la línea de stop para entrar en la intersección.

**Tiempo perdido ( $t_p$ ):** tiempo durante el cuál al intersección no está efectivamente utilizada por ningún movimiento.

**Tiempo perdido en la intersección ( $L$ ):** suma de los tiempos perdidos de los movimientos críticos.

**Tiempo requerido ( $t$ ):** en la metodología australiana de identificación de los movimientos críticos, es el tiempo necesario para que cada movimiento alcance su capacidad óptima.

**Tiempo requerido total ( $T$ ):** suma de los tiempos requeridos de los movimientos solapados.

**Transitorio:** intervalo de tiempo que transcurre entre dos fases principales consecutivas y cuyo objetivo es otorgar un margen de seguridad a vehículos y peatones, además de conseguir que dicho cambio de fase no se produzca bruscamente.

**Vehículo ligero:** cualquier automóvil que no entra en la categoría de vehículo pesado.

**Vehículo pesado:** cualquier automóvil con más de dos ejes o con ruedas gemelas en el eje trasero (autobuses, camiones, vehículos articulados, coches remolcando trailers y otros vehículos de movimiento lento).

**Vehículo tipo:** vehículo cuyas características sirven de base para el diseño de las alineaciones y del ancho de los carriles.

**Velocidad ( $V$ ):** distancia recorrida en la unidad de tiempo.

**Velocidad media en movimiento:** aquella velocidad que no tiene en cuenta las paradas, sino que mide el tiempo durante el cual el vehículo está en movimiento.

**Velocidad media espacial ( $V_e$ ):** término estadístico que recoge el tiempo medio de recorrido de un segmento de carretera (es la velocidad media de todos los vehículos que, en un instante determinado, están en un tramo de carretera).

**Velocidad media temporal ( $v_t$ ):** media aritmética de la velocidad de todos los vehículos que pasan por un punto fijo.

**Volumen (V):** número máximo de vehículos que pueden atravesar la intersección en la unidad de tiempo. En general, es el número total de vehículos (o peatones, si son éstos los contabilizados) que pasan por un punto, sección transversal o tramo de una carretera durante un intervalo de tiempo determinado, y como tal pueden expresarse en términos anuales, diarios, horarios, etc.



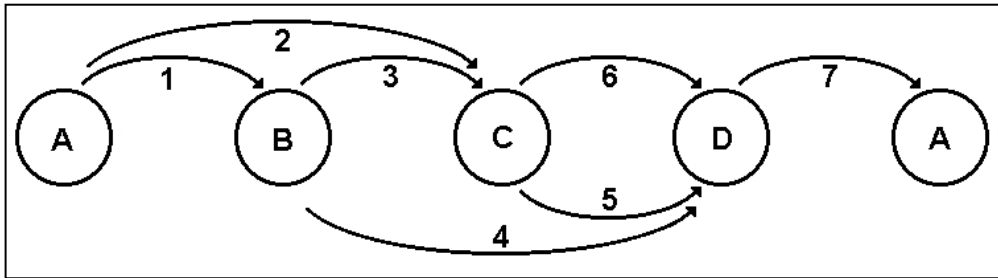


## Anexo C. Ejemplos.

A. Dado el diagrama de movimientos críticos de la figura A.1 y los datos de la tabla A.1, realizar el análisis de la intersección usando el método de la ARR.

Tabla A.1. Datos del ejercicio.									
MOV.	FASE INICIAL	FASE FINAL	I (seg)	G <sub>m</sub> (seg)	q (veh/h)	S (veh/h)	t <sub>p</sub> (seg)	g <sub>m</sub> (seg)	x <sub>p</sub>
1	A	B	4.00	7.00	640	3200	3.00	8.00	0.90
2	A	C	4.00	7.00	900	3000	3.00	8.00	0.90
3	B	C	9.00	7.00	225	1500	8.00	8.00	0.90
4	B	D	9.00	7.00	640	1600	8.00	8.00	0.90
5	C	D	7.00	7.00	225	1500	6.00	8.00	0.90
6	C	D	7.00	7.00	300	3000	6.00	8.00	0.90
7	D	A	4.00	7.00	160	1600	3.00	8.00	0.90

Figura A.1. Diagrama de búsqueda de movimientos críticos.



### Resolución.

En primer lugar se deben calcular los tiempos requeridos ( $t$ ) para poder localizar los movimientos críticos a través del tiempo requerido total ( $T$ ).

Tabla A.2. Obtención de los tiempos requeridos.					
Mov.	$y=q/S$	$u=y/x_p$	$100 \cdot u + t_p$	$G_m + l = g_m + t_p$	$t$
1	0.20	0.22	25.22	11.00	25.22
2	0.30	0.33	36.33	11.00	36.33
3	0.15	0.17	24.67	16.00	24.67
4	0.40	0.44	52.44	16.00	52.44
5	0.15	0.17	22.67	14.00	22.67
6	0.10	0.11	17.11	14.00	17.11
7	0.10	0.11	14.11	11.00	14.11

Para calcular el tiempo requerido total no se tendrá en cuenta el movimiento 6, pues es análogo al 5 pero dura menos tiempo.

<b>Tabla A.3. Tiempo requerido total.</b>		
MOVIMIENTOS	FASES	T
1 – 3 – 5 – 7	A – B – C – D – A	$t_1+t_3+t_5+t_7 = 86.67$
1 – 4 – 7	A – B – D – A	$t_1+t_4+t_7 = 91.77$
2 – 5 – 7	A – C – D – A	$t_2+t_5+t_7 = 73.11$

Como puede observarse, los movimientos críticos son el **1**, **4** y **7**, pues son aquéllos que poseen el mayor tiempo requerido total. Las características de la intersección son:

<b>Tabla A.4. Características de la intersección.</b>		
Tiempo perdido		$L = t_{p1} + t_{p4} + t_{p7} = 14.00$
Relación de intensidad		$Y = y_1 + y_4 + y_7 = 0.70$
Relación de tiempo de verde		$U = u_1 + u_4 + u_7 = 0.77$
Ciclo óptimo	Fórmula de Akcelik	$C_o = (6+1.6 \cdot L)/(1-Y) = 94.67$
	Fórmula de Webster	$C_o = (5+1.5 \cdot L)/(1-Y) = 86.67$
Ciclo práctico		$C_p = L/(1-U) = 60.87$
Ciclo de cálculo		$C = 75.00$

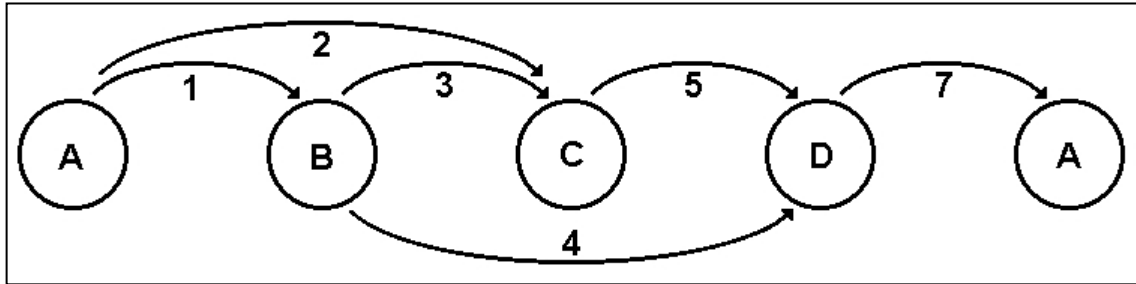
Una vez escogido el ciclo de cálculo entre los límites que marcan el ciclo práctico y el ciclo óptimo, debe comprobarse que los movimientos críticos siguen siendo críticos. Para ello se repiten los cálculos de la **tabla A.2** pero asumiendo el nuevo ciclo **C=75 seg**:

<b>Tabla A.5. Cálculos para C=75 seg.</b>					
Mov.	$t_p$	u	$C \cdot u + t_p$	$G_m + l = g_m + t_p$	t
1	3.00	0.22	19.50	11.00	19.50
2	3.00	0.33	27.75	11.00	27.75
3	8.00	0.17	20.75	16.00	20.75
4	8.00	0.44	41.00	16.00	41.00
5	6.00	0.17	18.75	14.00	18.75
6	6.00	0.11	14.25	14.00	14.25
7	3.00	0.11	11.25	11.00	11.25

<b>Tabla A.6. Comprobación de los movimientos críticos</b>		
MOVIMIENTOS	FASES	T
1 – 3 – 5 – 7	A – B – C – D – A	$t_1+t_3+t_5+t_7 = 70.25$
1 – 4 – 7	A – B – D – A	$t_1+t_4+t_7 = 71.75$
2 – 5 – 7	A – C – D – A	$t_2+t_5+t_7 = 57.75$

Efectivamente, los movimientos **1**, **4** y **7** siguen siendo críticos (y el movimiento **6** puede eliminarse). El siguiente paso consiste en calcular el tiempo de verde efectivo de los movimientos. Para ello se distinguirán los movimientos críticos de aquéllos que no lo son.

Figura A.2. Diagrama reducido.



- Movimientos críticos (1, 4, 7).

Tabla A.7. Verde efectivo de los movimientos críticos.

Mov.	u	$(C-L) \cdot u/U$	$g_m$	g
1	0.22	17.43	8.00	17.43
4	0.44	34.86	8.00	34.86
7	0.11	8.71	8.00	8.71

- Movimientos no críticos y no solapados (3, 5; el movimiento 6 es igual al 5).

Tabla A.8. Verde efectivo de los movimientos no críticos y no solapados.

Mov.	u	$(C^*-L^*) \cdot u/U^*$	$g_m$	g
3	0.17	14.43	8.00	14.43
5	0.17	14.43	8.00	14.43

$$C^* = g_4 + t_{p4} = 34.86 + 8.00 = 42.86 \text{ seg};$$

$$L^* = t_{p3} + t_{p5} = 8.00 + 6.00 = 14.00 \text{ seg}.$$

$$U^* = u_3 + u_5 = 0.17 + 0.17 = 0.34 \text{ seg}.$$

- Es evidente que el movimiento 2 debe verificar que  $g_2 + t_{p2} = (g_1 + t_{p1}) + (g_3 + t_{p3})$ , ante lo cual  $g_2 = (g_1 + t_{p1}) + (g_3 + t_{p3}) - t_{p2} = (17.43 + 3.00) + (14.43 + 8.00) - 3.00 = 39.86 \text{ seg}.$

Por último, se comprueba que los movimientos no están saturados ( $x < x_p < 1$ ; obsérvese que los movimientos críticos poseen el mayor grado de saturación).

Tabla A.9. Análisis de los movimientos.

Mov.	FASE INICIAL	FASE FINAL	g	y	$x = C \cdot y/g$	$x_p$	l	$t_p$	$G = g + t_p - l$
1	A	B	17.43	0.20	0.86	0.90	4.00	3.00	16.43
2	A	C	39.86	0.30	0.56	0.90	4.00	3.00	38.86
3	B	C	14.43	0.15	0.78	0.90	9.00	8.00	13.43
4	B	D	34.86	0.40	0.86	0.90	9.00	8.00	33.86
5	C	D	14.43	0.15	0.78	0.90	7.00	6.00	13.43
6	C	D	14.43	0.10	0.52	0.90	7.00	6.00	13.43
7	D	A	8.71	0.10	0.86	0.90	4.00	3.00	7.71

También conviene analizar las fases del ciclo semafórico y verificar que todos los movimientos que abarcan un ciclo completo cumplen que  $C=\Sigma(g+t_p)$ .

Tabla A.10. Análisis de las fases.					
FASE	I	G	F	F+I	F+I+G
A	4.00	16.43	0.00	4.00	20.43
B	9.00	13.43	20.43	29.43	42.86
C	7.00	13.43	42.86	49.86	63.29
D	4.00	7.71	63.29	67.29	75.00

F es el instante de cambio de fase.  
F+I es el instante de inicio del tiempo de verde de cada fase.  
F+I+G es el instante de finalización del tiempo de verde de cada fase.

Figura A.3. Diagrama del ciclo de la intersección.

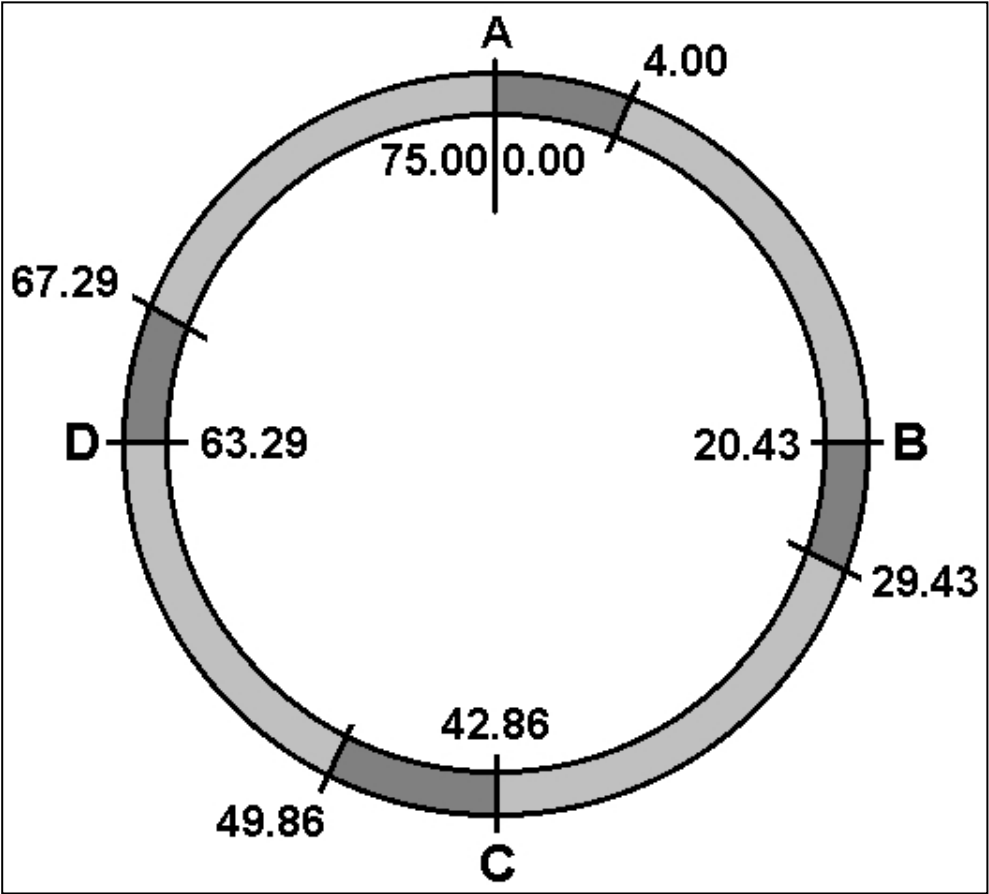
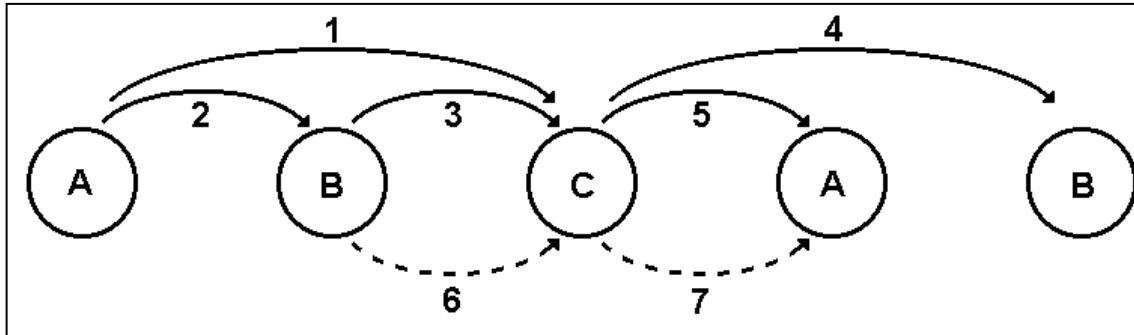


Tabla A.11. Comprobación de la duración del ciclo.	
MOVIMIENTOS	C
1 – 3 – 5 – 7	$(17.43 + 3.00) + (14.43 + 8.00) + (14.43 + 6.00) + (8.71 + 3.00) = 75.00$
1 – 4 – 7	$(17.43 + 3.00) + (34.86 + 8.00) + (8.71 + 3.00) = 75.00$
2 – 5 – 7	$(39.86 + 3.00) + (14.43 + 6.00) + (8.71 + 3.00) = 75.00$

**B. Dado el siguiente diagrama de movimientos críticos (figura B.1) se pide, conocidos los datos de la tabla B.1, analizar la intersección usando el método de la ARR.**

**Figura B.1. Cruce y plan de fases.**



**Tabla B.1. Datos del ejercicio.**

Mov.	FASE INICIAL	FASE FINAL	$l$ (seg)	$G_m$ (seg)	$q$ (veh/h)	$S$ (veh/h)	$t_p$ (seg)	$g_m$ (seg)	$x_p$
1	A	C	6.00	8.00	920	3480	6.00	8.00	0.85
2	A	B	6.00	6.00	580	1510	5.00	7.00	0.90
3	B	C	5.00	8.00	650	3260	4.00	9.00	0.90
4	C	B	5.00	8.00	240	1240	8.00	5.00	0.92
5	C	A	5.00	6.00	170	1490	3.00	8.00	0.92
6	B	C	5.00	14.00	peatonal		4.00	15.00	peatonal
7	C	A	5.00	17.00			4.00	18.00	

### Resolución.

En primer lugar se localizarán los movimientos críticos:

**Tabla B.2. Obtención de los tiempos requeridos.**

Mov.	$y=q/S$	$u=y/x_p$	$100 \cdot u + t_p$	$G_m + l = g_m + t_p$	$t$
1	0.26	0.31	37.10	14.00	37.10
2	0.38	0.43	47.68	12.00	47.68
3	0.20	0.22	26.15	13.00	26.15
4	0.19	0.21	29.04	13.00	29.04
5	0.11	0.12	15.40	11.00	15.40
6	peatonal			19.00	19.00
7				22.00	22.00

Puede observarse que el tiempo requerido de los movimientos **6** y **7** viene determinado por el valor de  $g_m + t_p$ , ante lo cual se asume que sus tiempos perdidos adoptan este valor en el cálculo de los parámetros de la intersección. De esta manera:

<b>Tabla B.3. Notación de los tiempos perdidos para el cálculo de los parámetros del cruce.</b>					
Mov.	I	G <sub>m</sub>	t <sub>p</sub>	g <sub>m</sub>	t
1	6.00	8.00	6.00	8.00	37.10
2	6.00	6.00	5.00	7.00	47.68
3	5.00	8.00	4.00	9.00	26.15
4	5.00	8.00	8.00	5.00	29.04
5	5.00	6.00	3.00	8.00	15.40
6	5.00	14.00	(19.00) 4.00	15.00	19.00
7	5.00	17.00	(22.00) 4.00	18.00	22.00

Los valores entre paréntesis sólo se usan en el cálculo del tiempo perdido en la intersección (L) o del tiempo perdido en los subciclos (L\*). Además, los movimientos **5** y **6** se obvian en el cálculo de los movimientos críticos al ser su tiempo requerido inferior al de los movimientos **7** y **3** respectivamente.

<b>Tabla B.4. Tiempo requerido total.</b>		
MOVIMIENTOS	FASES	T
1 – 7	A – C – A	t <sub>1</sub> +t <sub>7</sub> = 59.10
2 – 3 – 7	A – B – C – A	t <sub>2</sub> +t <sub>3</sub> +t <sub>7</sub> = 95.83
3 – 4	B – C – B	t <sub>3</sub> +t <sub>4</sub> = 55.19

Los movimientos críticos son el **2**, **3** y el **7**. Con ellos se establece el ciclo y las características de la intersección, pero como **7** es un movimiento crítico determinado por el valor **g<sub>m</sub>+t<sub>p</sub>**, entonces ni su relación de intensidad ni su relación de tiempo de verde se consideran en el cálculo de los parámetros de la intersección.

<b>Tabla B.5. Características de la intersección.</b>		
Tiempo perdido		L = t <sub>p2</sub> + t <sub>p3</sub> + t <sub>p7</sub> = 31.00
Relación de intensidad		Y = y <sub>2</sub> + y <sub>3</sub> = 0.58
Relación de tiempo de verde		U = u <sub>2</sub> + u <sub>3</sub> = 0.65
Ciclo óptimo	Fórmula de Akcelik	C <sub>o</sub> = (6+1.6·L)/(1-Y) = 132.38
	Fórmula de Webster	C <sub>o</sub> = (5+1.5·L)/(1-Y) = 122.62
Ciclo práctico		C <sub>p</sub> = L/(1-U) = 88.57
Ciclo de cálculo		C = 110.00

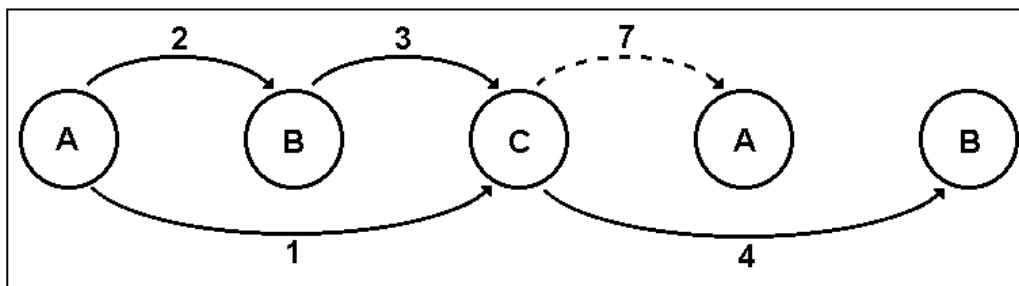
El siguiente paso consiste en comprobar que los movimientos críticos siguen siendo críticos con el nuevo ciclo de cálculo:

<b>Tabla B.6. Obtención de los tiempos requeridos para C=110 seg.</b>					
Mov.	y	u	C·u+ t <sub>p</sub>	G <sub>m</sub> + l=g <sub>m</sub> + t <sub>p</sub>	t
1	0.26	0.31	40.21	14.00	40.21
2	0.38	0.43	51.95	12.00	51.95
3	0.20	0.22	28.37	13.00	28.37
4	0.19	0.21	31.14	13.00	31.14
5	0.11	0.12	16.64	11.00	16.64
6	peatonal			19.00	19.00
7				22.00	22.00

Tabla B.7. Comprobación de los movimientos críticos.		
MOVIMIENTOS	FASES	T
1 – 7	A – C – A	$t_1 + t_7 = 62.21$
2 – 3 – 7	A – B – C – A	$t_2 + t_3 + t_7 = 102.32$
3 – 4	B – C – B	$t_3 + t_4 = 59.51$

Efectivamente, los movimientos **2**, **3** y **7** siguen siendo críticos. Puesto que los movimientos **5** y **6** vendrán determinados por los parámetros del **7** y el **3** respectivamente, el diagrama reducido es el siguiente:

Figura B.2. Diagrama reducido.



Para calcular los tiempos de verde efectivo de los movimientos se distinguirán los movimientos críticos de aquellos que no lo son:

- Movimientos críticos (**2**, **3**, **7**). El tiempo requerido del movimiento **7** está determinado por  $g_m + t_p$ , por lo que  $g_7 = g_{m7} = 18.00$  seg.

Tabla B.8. Verde efectivo de los movimientos críticos.				
Mov.	u	$(C-L) \cdot u/U$	$g_m$	g
2	0.43	52.26	7.00	52.26
3	0.22	26.74	9.00	26.74

- Movimientos solapados (**1**, **4**). Por continuidad, el movimiento **1** debe verificar que  $g_1 + t_{p1} = (g_2 + t_{p2}) + (g_3 + t_{p3})$ , luego  $g_1 = (52.26 + 5.00) + (26.74 + 4.00) - 6.00 = 82.00$  seg. De igual forma, para el movimiento **4** se tienen que  $g_4 + t_{p4} = (g_7 + t_{p7}) + (g_2 + t_{p2})$ , luego  $g_4 = (18.00 + 4.00) + (52.26 + 5.00) - 8.00 = 71.26$  seg.

- Movimientos no solapados (**5**, **6**). Puesto que  $g_5 + t_{p5} = g_7 + t_{p7}$  y  $g_6 + t_{p6} = g_3 + t_{p3}$ , resulta que  $g_5 = 18.00 + 4.00 - 3.00 = 19.00$  seg y  $g_6 = 26.74 + 4.00 - 4.00 = 26.74$  seg.

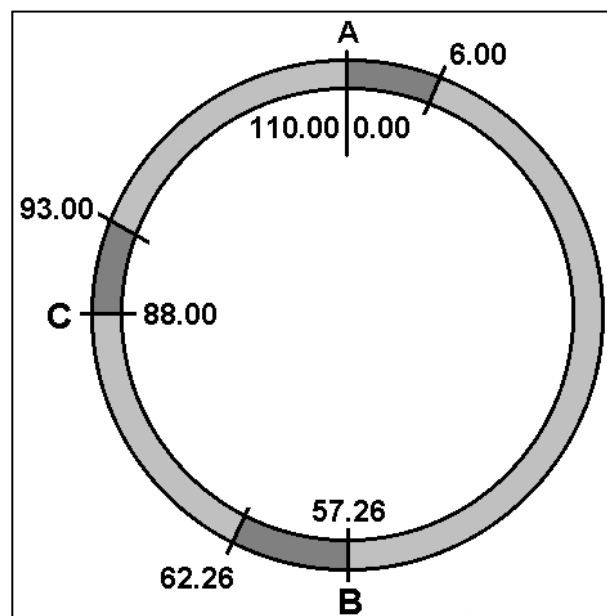
Para terminar se comprobará el grado de saturación de la intersección y que  $C=\Sigma(g+t_p)$ . Además se analizarán en conjunto todos los movimientos.

<b>Tabla B.9 Cálculo del grado de saturación. Análisis de los movimientos.</b>									
Mov.	FASE INICIAL	FASE FINAL	g	y	$x=C \cdot y/g$	$x_p$	I	$t_p$	$G=g+t_p-I$
1	A	C	82.00	0.26	0.35	0.85	6.00	6.00	82.00
2	A	B	52.26	0.38	0.80	0.90	6.00	5.00	51.26
3	B	C	26.74	0.20	0.82	0.90	5.00	4.00	25.74
4	C	B	71.26	0.19	0.29	0.92	5.00	8.00	74.26
5	C	A	19.00	0.11	0.64	0.92	5.00	3.00	17.00
6	B	C	26.74	peatonal			5.00	4.00	25.74
7	C	A	18.00				5.00	4.00	17.00

<b>Tabla B.10. Análisis de las fases.</b>					
FASE	I	G	F	F+I	F+I+G
A	6.00	51.26	0.00	6.00	57.26
B	5.00	25.74	57.26	62.26	88.00
C	5.00	17.00	88.00	93.00	110.00

<b>Tabla B.11. Comprobación de la duración del ciclo.</b>		C
MOVIMIENTOS		
1 – 7	$(82.00 + 6.00) + (18.00 + 4.00) =$	110.00
2 – 3 – 7	$(52.26 + 5.00) + (26.74 + 4.00) + (18.00 + 4.00) =$	110.00
3 – 4	$(26.74 + 4.00) + (71.26 + 8.00) =$	110.00

**Figura B.3. Diagrama del ciclo de la intersección.**





C. Dado el diagrama fases y de movimientos críticos de la **figura C.1** y los datos de la **tabla C.1**, realizar, usando el método de la **ARR**, el análisis de la intersección.

**Figura C.1. Cruce y plan de fases.**

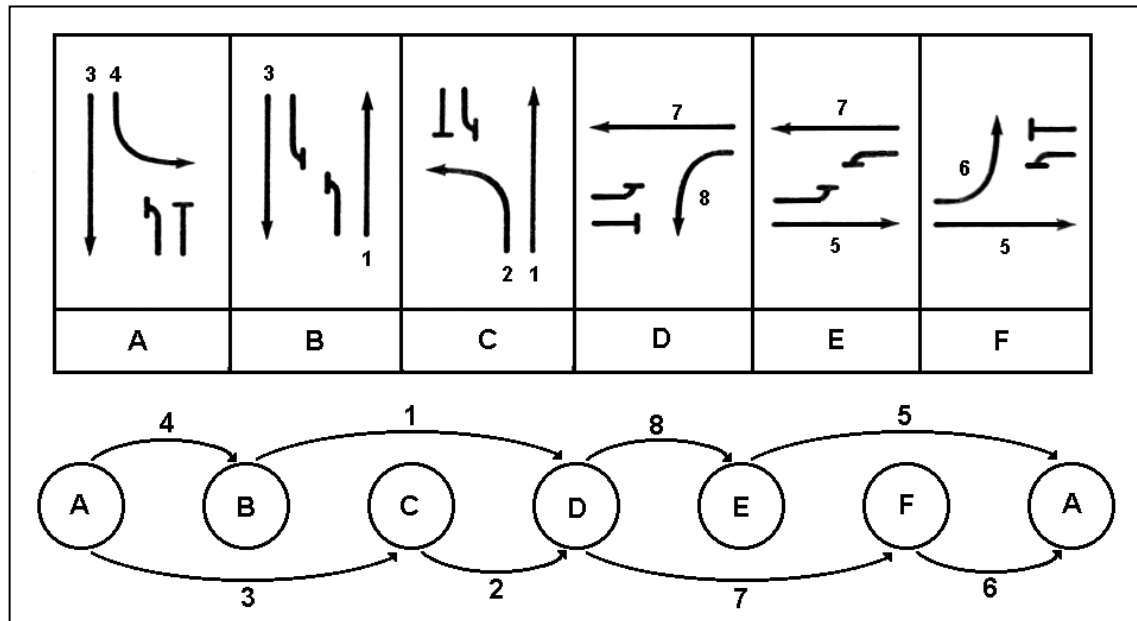


Tabla C.1. Datos del ejercicio.										
MOV.	FASE INICIAL	FASE FINAL	I (seg)	G <sub>m</sub> (seg)	q (veh/h)	S (veh/h)	t <sub>p</sub> (seg)	g <sub>m</sub> (seg)	x <sub>p</sub>	
1	B	D	4.00	6.00	540	3030	4.00	6.00	0.85	
2	C	D	4.00	6.00	115	1570	4.00	6.00	0.85	
3	A	C	4.00	6.00	320	3030	4.00	6.00	0.85	
4	A	B	4.00	6.00	65	1570	4.00	6.00	0.85	
5	E	A	4.00	6.00	395	4170	4.00	6.00	0.85	
6	F	A	4.00	6.00	35	1570	4.00	6.00	0.85	
7	D	F	4.00	6.00	775	4120	4.00	6.00	0.85	
8	D	E	4.00	6.00	100	1510	4.00	6.00	0.85	

### Resolución.

En esta ocasión se tiene un diagrama de fases en el cual todos los movimientos son solapados. Ello impide que exista un movimiento que transcurra entre las fases **B** y **C** (o entre la **E** y la **F**). Como consecuencia, para dibujar un esquema de fases continuo habrá que utilizar unos movimientos ficticios.

Para obtener el camino crítico se calculan los tiempos requeridos:

<b>Tabla C.2. Obtención de los tiempos requeridos.</b>					
Mov.	$y=q/S$	$u=y/x_p$	$100 \cdot u + t_p$	$G_m + l = g_m + t_p$	$t$
1	0.18	0.21	24.97	10.00	24.97
2	0.07	0.09	12.62	10.00	12.62
3	0.11	0.12	16.42	10.00	16.42
4	0.04	0.05	8.87	10.00	10.00
5	0.09	0.11	15.14	10.00	15.14
6	0.02	0.03	6.62	10.00	10.00
7	0.19	0.22	26.13	10.00	26.13
8	0.07	0.08	11.79	10.00	11.79

<b>Tabla C.3. Tiempo requerido total.</b>		
MOVIMIENTOS	FASES	T
4 – 1 – 8 – 5	A – B – D – E – A	$t_4 + t_1 + t_8 + t_5 = 61.90$
4 – 1 – 7 – 6	A – B – D – F – A	$t_4 + t_1 + t_7 + t_6 = 71.10$
3 – 2 – 8 – 5	A – C – D – E – A	$t_3 + t_2 + t_8 + t_5 = 55.97$
3 – 2 – 7 – 6	A – C – D – F – A	$t_3 + t_2 + t_7 + t_6 = 65.17$

Como puede observarse, los movimientos críticos son el **1**, el **4**, el **6** y el **7**. Con ellos se establecerá el ciclo y las características de la intersección. Puesto que el tiempo requerido por algún movimiento crítico viene dado por  $g_m + t_p$  (movimientos **4** y **6**) se tomará este valor como su tiempo perdido en el cálculo del tiempo perdido en la intersección (y en el cálculo de la relación de tiempo de verde y de la relación de intensidad en la intersección no se incluirán ni la relación de intensidad ni la relación de verde de ese movimiento crítico):

<b>Tabla C.4. Tiempos perdidos para el cálculo de los parámetros del cruce.</b>					
Mov.	$l$	$G_m$	$t_p$	$g_m$	$t$
1	4.00	6.00	4.00	6.00	24.97
2	4.00	6.00	4.00	6.00	12.62
3	4.00	6.00	4.00	6.00	16.42
4	4.00	6.00	(10.00) 4.00	6.00	10.00
5	4.00	6.00	4.00	6.00	15.14
6	4.00	6.00	(10.00) 4.00	6.00	10.00
7	4.00	6.00	4.00	6.00	26.13
8	4.00	6.00	4.00	6.00	11.79

Los valores entre paréntesis sólo se usan en el cálculo del tiempo perdido en la intersección ( $L$ ) o del tiempo perdido en los subciclos ( $L^*$ ).

<b>Tabla C.5. Características de la intersección.</b>	
Tiempo perdido	$L = t_{p1} + t_{p4} + t_{p6} + t_{p7} = 28.00$
Relación de intensidad	$Y = y_1 + y_7 = 0.37$
Relación de tiempo de verde	$U = u_1 + u_7 = 0.43$
Ciclo óptimo	Fórmula de Akcelik $C_o = (6 + 1.6 \cdot L) / (1 - Y) = 80.63$
	Fórmula de Webster $C_o = (5 + 1.5 \cdot L) / (1 - Y) = 74.60$
Ciclo práctico	$C_p = L / (1 - U) = 49.12$
Ciclo de cálculo	$C = 60.00$

El siguiente paso consiste en comprobar que los movimientos críticos siguen siendo críticos con el nuevo ciclo de cálculo:

<b>Tabla C.6. Obtención de los tiempos requeridos para <math>C=60</math> seg.</b>					
Mov.	y	u	$C \cdot u + t_p$	$G_m + l = g_m + t_p$	t
1	0.18	0.21	16.58	10.00	16.58
2	0.07	0.09	9.17	10.00	10.00
3	0.11	0.12	11.45	10.00	11.45
4	0.04	0.05	6.92	10.00	10.00
5	0.09	0.11	10.69	10.00	10.69
6	0.02	0.03	5.57	10.00	10.00
7	0.19	0.22	17.28	10.00	17.28
8	0.07	0.08	8.67	10.00	10.00

<b>Tabla C.7. Comprobación de los movimientos críticos.</b>		
MOVIMIENTOS	FASES	T
4 – 1 – 8 – 5	A – B – D – E – A	$t_4 + t_1 + t_8 + t_5 = 47.27$
4 – 1 – 7 – 6	A – B – D – F – A	$t_4 + t_1 + t_7 + t_6 = 53.86$
3 – 2 – 8 – 5	A – C – D – E – A	$t_3 + t_2 + t_8 + t_5 = 42.14$
3 – 2 – 7 – 6	A – C – D – F – A	$t_3 + t_2 + t_7 + t_6 = 48.73$

Efectivamente, los movimientos **1, 4, 6 y 7** siguen siendo críticos, pero además los tiempos requeridos de los movimientos **2 y 8** están determinados por sus tiempos mínimos de verde, lo que acarrea consecuencias en el cálculo del tiempo de verde efectivo. Así, si hubiera que calcular el tiempo perdido en algún subciclo ( $L^*$ ), habría que emplear como tiempo efectivo de estos movimientos el correspondiente valor de  $g_m + t_p$ . Por ello debemos completar la **tabla C.4**:

<b>Tabla C.8. Tiempos perdidos para el cálculo de los parámetros del cruce.</b>					
Mov.	l	$G_m$	$t_p$	$g_m$	t
1	4.00	6.00	4.00	6.00	16.58
2	4.00	6.00	(10.00) 4.00	6.00	10.00
3	4.00	6.00	4.00	6.00	11.45
4	4.00	6.00	(10.00) 4.00	6.00	10.00
5	4.00	6.00	4.00	6.00	10.69
6	4.00	6.00	(10.00) 4.00	6.00	10.00
7	4.00	6.00	4.00	6.00	17.28
8	4.00	6.00	(10.00) 4.00	6.00	10.00

Los valores entre paréntesis sólo se usan en el cálculo del tiempo perdido en la intersección ( $L$ ) o del tiempo perdido en los subciclos ( $L^*$ ).

Para calcular los tiempos de verde efectivo de los movimientos se distinguirán los movimientos críticos de aquellos que no lo son:

- Movimientos críticos (**1, 4, 6, 7**). El tiempo requerido de los movimientos **4** y **6** está determinado por  $g_m + t_p$ , por lo que  $g_4 = g_{m4} = 6.00$  seg y  $g_6 = g_{m6} = 6.00$  seg.

<b>Tabla C.9. Verde efectivo de los movimientos críticos.</b>				
Mov.	u	(C-L)·u/U	$g_m$	g
1	0.21	15.63	6.00	15.63
7	0.22	16.37	6.00	16.37

Como **4** y **6** son movimientos críticos donde su tiempo requerido fue determinado por  $g_m + t_p$ , entonces cumplen que  $g = g_m$ .

- Como **2** y **8** son movimientos cuyo tiempo requerido está determinado por  $g_m + t_p$ , entonces  $g_2 = g_{m2} = 6.00$  seg y  $g_8 = g_{m8} = 6.00$  seg.
- Movimientos solapados (**3, 5**). Es evidente que  $(g_4 + t_{p4}) + (g_1 + t_{p1}) = (g_3 + t_{p3}) + (g_2 + t_{p2})$  y  $(g_8 + t_{p8}) + (g_5 + t_{p5}) = (g_7 + t_{p7}) + (g_6 + t_{p6})$ . Despejando ambas ecuaciones se obtienen los valores deseados:  $g_3 = (6.00 + 4.00) + (15.63 + 4.00) - (6.00 + 4.00) - 4.00 = 15.63$  seg y  $g_5 = (16.37 + 4.00) + (6.00 + 4.00) - (6.00 + 4.00) - 4.00 = 16.37$  seg.

Para terminar se estudian todos los movimientos (grado de saturación, el periodo de verde, fases del ciclo semafórico).

<b>Tabla C.10. Estudio de los movimientos.</b>									
Mov.	FASE INICIAL	FASE FINAL	g	y	$x = C \cdot y / g$	$x_p$	l	$t_p$	$G = g + t_p - l$
1	B	D	15.63	0.18	0.69	0.85	4.00	4.00	15.63
2	C	D	6.00	0.07	0.70	0.85	4.00	4.00	6.00
3	A	C	15.63	0.11	0.42	0.85	4.00	4.00	15.63
4	A	B	6.00	0.04	0.40	0.85	4.00	4.00	6.00
5	E	A	16.37	0.09	0.33	0.85	4.00	4.00	16.37
6	F	A	6.00	0.02	0.20	0.85	4.00	4.00	6.00
7	D	F	16.37	0.19	0.70	0.85	4.00	4.00	16.37
8	D	E	6.00	0.07	0.70	0.85	4.00	4.00	6.00

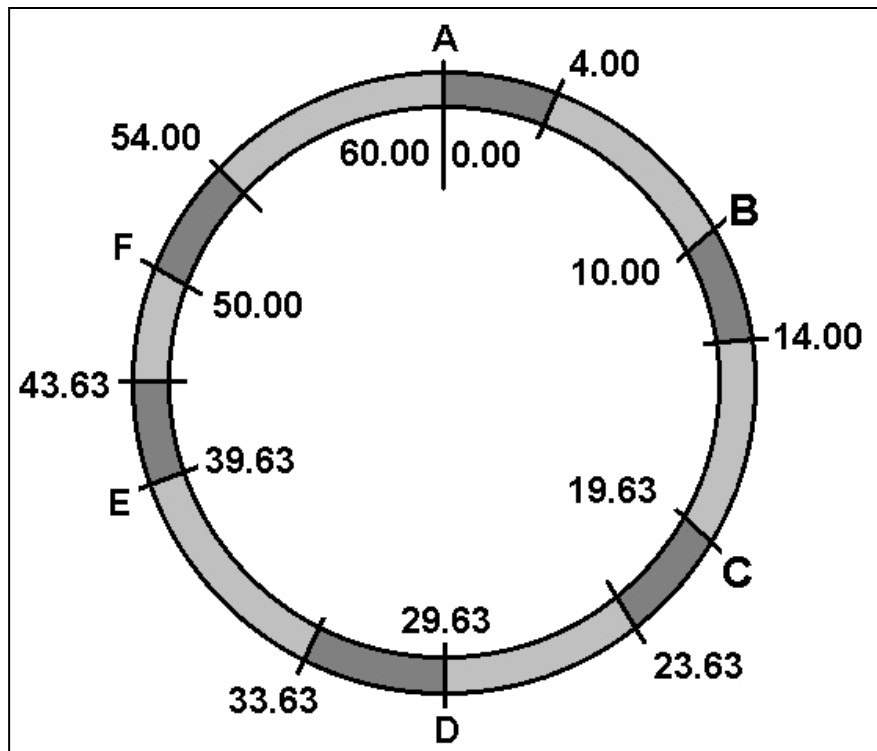
<b>Tabla C.11. Comprobación de la duración del ciclo.</b>	
MOVIMIENTOS	C
4 - 1 - 8 - 5	$(6.00 + 4.00) + (15.63 + 4.00) + (6.00 + 4.00) + (16.37 + 4.00) = 60.00$
4 - 1 - 7 - 6	$(6.00 + 4.00) + (15.63 + 4.00) + (16.37 + 4.00) + (6.00 + 4.00) = 60.00$
3 - 2 - 8 - 5	$(15.63 + 4.00) + (6.00 + 4.00) + (6.00 + 4.00) + (16.37 + 4.00) = 60.00$
3 - 2 - 7 - 6	$(15.63 + 4.00) + (6.00 + 4.00) + (16.37 + 4.00) + (6.00 + 4.00) = 60.00$

Como ya se ha mencionado, la especial disposición del plan de fases impide que exista alguna combinación de movimientos que transcurra entre las fases **A-B-C-D-E-F-A**.

Sin embargo, puesto que el tiempo perdido para todos los movimientos es de **4 seg**, suponiendo que existen unos movimientos ficticios entre las fases **B-C** y **E-F**, éstos verificarían que  $g_3+t_{p3}=(g_4+t_{p4})+(g_{BC}+t_{pBC})$  y  $g_5+t_{p5}=(g_6+t_{p6})+(g_{EF}+t_{pEF})$ , por lo cual:  
 $g_{BC}=(15.63+4.00)-(6.00+4.00)-4.00=5.63 \text{ seg.}$   
 $g_{EF}=(16.37+4.00)-(6.00+4.00)-4.00=6.37 \text{ seg.}$

Tabla C.12. Análisis de las fases.					
FASE	I	G	F	F+I	F+I+G
A	4.00	6.00	0.00	4.00	10.00
B	4.00	5.63	10.00	14.00	19.63
C	4.00	6.00	19.63	23.63	29.63
D	4.00	6.00	29.63	33.63	39.63
E	4.00	6.37	39.63	43.63	50.00
F	4.00	6.00	50.00	54.00	60.00

Figura C.2. Diagrama del ciclo del camino crítico y del camino alternativo.



Obsérvese que, en este ejemplo, los movimientos críticos no poseen el mayor grado de saturación pero sí el mayor tiempo requerido, tal y como exige la metodología de la **ARR**, que calcula dichos movimientos críticos como aquellos que tienen un mayor  $g+t_p$ .

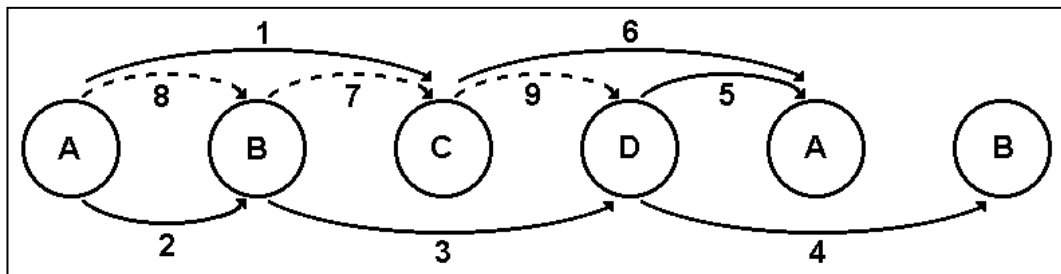
**D. Conocidos los datos de la *tabla D.1*, realizar el análisis de la intersección usando el método de la **ARR**.**

<b>Tabla D.1. Datos del ejercicio.</b>									
Mov.	FASE INICIAL	FASE FINAL	I (seg)	G <sub>m</sub> (seg)	q (veh/h)	S (veh/h)	t <sub>p</sub> (seg)	g <sub>m</sub> (seg)	x <sub>p</sub>
1	A	C	4.00	8.00	850	3600	4.00	8.00	0.90
2	A	B	4.00	8.00	250	1800	4.00	8.00	0.90
3	B	D	4.00	8.00	1600	4000	4.00	8.00	0.95
4	D	B	4.00	8.00	1100	3200	4.00	8.00	0.85
5	D	A	4.00	8.00	250	1800	4.00	8.00	0.90
6	C	A	4.00	8.00	600	1800	4.00	8.00	0.95
7	B	C	4.00	8.00	peatonal		4.00	8.00	peatonal
8	A	B	4.00	8.00			4.00	8.00	
9	C	D	4.00	8.00			4.00	8.00	

### Resolución.

Antes de comenzar con los cálculos es conveniente dibujar el diagrama de búsqueda de movimientos críticos.

**Figura D.1. Diagrama de búsqueda de movimientos críticos.**



El siguiente paso consiste en calcular los tiempos requeridos para poder localizar los movimientos críticos.

<b>Tabla D.2. Obtención de los tiempos requeridos.</b>					
Mov.	y=q/S	u=y/x <sub>p</sub>	100·u+ t <sub>p</sub>	G <sub>m</sub> + l=g <sub>m</sub> + t <sub>p</sub>	t
1	0.24	0.26	30.23	12.00	30.23
2	0.14	0.15	19.43	12.00	19.43
3	0.40	0.42	46.11	12.00	46.11
4	0.34	0.40	44.44	12.00	44.44
5	0.14	0.15	19.43	12.00	19.43
6	0.33	0.35	39.09	12.00	39.09
7	peatonal			12.00	12.00
8				12.00	12.00
9				12.00	12.00

No se considerará el movimiento **8** al ser análogo al **2**.

<b>Tabla D.3. Tiempo requerido total.</b>		
MOVIMIENTOS	FASES	T
1 – 6	A – C – A	$t_1+t_6 = 69.32$
1 – 9 – 5	A – C – D – A	$t_1+t_9+t_5 = 61.66$
2 – 7 – 6	A – B – C – A	$t_2+t_7+t_6 = 70.52$
2 – 7 – 9 – 5	A – B – C – D – A	$t_2+t_7+t_9+t_5 = 62.86$
2 – 3 – 5	A – B – D – A	$t_2+t_3+t_5 = 84.97$
7 – 9 – 4	B – C – D – B	$t_7+t_9+t_4 = 68.44$
3 – 4	B – D – B	$t_3+t_4 = 90.55$

Siendo los movimientos críticos el **3** y el **4**, las características de la intersección son las siguientes:

<b>Tabla D.4. Características de la intersección.</b>		
Tiempo perdido		$L = t_{p4} + t_{p3} = 8.00$
Relación de intensidad		$Y = y_4 + y_3 = 0.74$
Relación de tiempo de verde		$U = u_4 + u_3 = 0.82$
Ciclo óptimo	Fórmula de Akcelik	$C_o = (6+1.6 \cdot L)/(1-Y) = 72.31$
	Fórmula de Webster	$C_o = (5+1.5 \cdot L)/(1-Y) = 65.38$
Ciclo práctico		$C_p = L/(1-U) = 44.44$
Ciclo de cálculo		$C = 60.00$

Debe comprobarse que, adoptado este ciclo de cálculo, los movimientos críticos siguen siendo críticos. Para ello:

<b>Tabla D.5. Cálculos para C=60 seg.</b>					
Mov.	$t_p$	$u$	$C \cdot u + t_p$	$G_m + I = g_m + t_p$	$t$
1	4.00	0.26	19.74	12.00	19.74
2	4.00	0.15	13.26	12.00	13.26
3	4.00	0.42	29.26	12.00	29.26
4	4.00	0.40	28.26	12.00	28.26
5	4.00	0.15	13.26	12.00	13.26
6	4.00	0.35	25.05	12.00	25.05
7	(12.00) 4.00	peatonal		12.00	12.00
8	(12.00) 4.00			12.00	12.00
9	(12.00) 4.00			12.00	12.00

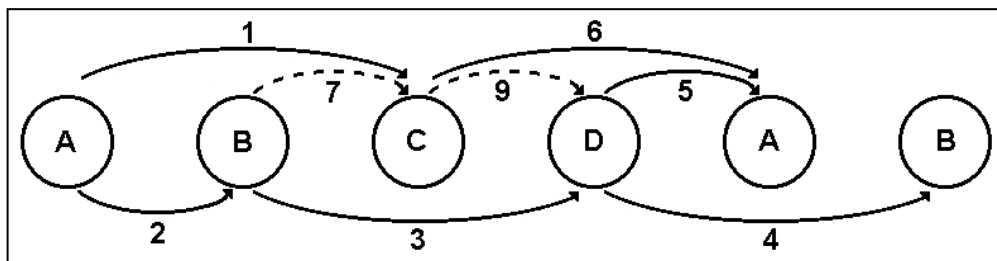
Los valores entre paréntesis sólo se usan en el cálculo del tiempo perdido en la intersección (**L**) o del tiempo perdido en los subciclos (**L\***), ya que los tiempos requeridos de esos movimientos estuvieron determinados por el valor de  $g_m + t_p$ . Para el resto de los cálculos se utilizarán los tiempos perdidos originales.

Los tiempos requerido totales son los siguientes:

Tabla D.6. Comprobación de los movimientos críticos		
MOVIMIENTOS	FASES	T
1 – 6	A – C – A	$t_1+t_6 = 44.79$
1 – 9 – 5	A – C – D – A	$t_1+t_9+t_5 = 45.00$
2 – 7 – 6	A – B – C – A	$t_2+t_7+t_6 = 50.31$
2 – 7 – 9 – 5	A – B – C – D – A	$t_2+t_7+t_9+t_5 = 50.52$
2 – 3 – 5	A – B – D – A	$t_2+t_3+t_5 = 55.78$
7 – 9 – 4	B – C – D – B	$t_7+t_9+t_4 = 52.26$
3 – 4	B – D – B	$t_3+t_4 = 57.52$

Puesto que los movimientos **3** y **4** siguen siendo críticos, y el movimiento **8** puede eliminarse, el diagrama reducido queda de la siguiente forma:

Figura D.2. Diagrama reducido.



Para calcular el tiempo de verde efectivo de los movimientos se distinguirán los movimientos críticos de aquéllos que no lo son.

- Movimientos críticos (**3, 4**).

Tabla D.7. Verde efectivo de los movimientos críticos.				
Mov.	u	$(C-L) \cdot u/U$	$g_m$	g
3	0.42	26.62	8.00	26.62
4	0.40	25.38	8.00	25.38

- Movimientos no críticos y no solapados (**2, 5**).

Tabla D.8. Verde efectivo de los movimientos no críticos y no solapados.				
Mov.	u	$(C^*-L^*) \cdot u/U^*$	$g_m$	g
2	0.15	10.69	8.00	10.69
5	0.15	10.69	8.00	10.69

$$C^* = g_4 + t_{p4} = 25.38 + 4.00 = 29.38 \text{ seg.}$$

$$L^* = t_{p2} + t_{p5} = 4.00 + 4.00 = 8.00 \text{ seg.}$$

$$U^* = u_2 + u_5 = 0.15 + 0.15 = 0.30 \text{ seg.}$$



- Movimientos peatonales (7, 8, 9). Como su tiempo requerido estuvo determinado por el valor de  $g_m + t_p$ , entonces se asume que  $g = g_m$ , por lo que  $g_7 = g_8 = g_9 = 8.00$  seg. Pero, por otra parte, los movimientos 7 y 9 deben verificar que  $g_3 + t_{p3} = (g_7 + t_{p7}) + (g_9 + t_{p9})$ , y suponiendo que  $g_7 = g_9$ , se tiene que  $g_7 = g_9 = \frac{1}{2}(26.62 + 4.00 - 4.00 - 4.00) = 11.31$  seg. Puesto que este valor es superior a  $g_m$  (tiempo de verde efectivo mínimo, establecido para que los peatones puedan cruzar la intersección) y además satisface la continuidad entre las fases, se adoptará como tiempo de verde efectivo de los movimientos 7 y 9.

De manera similar, el movimiento 8 puede adoptar el tiempo de verde del movimiento 2, al ser  $g_2 > g_{m8}$  y permitir así la continuidad entre fases, luego  $g_8 = g_2 = 10.69$  seg

- Para finalizar, por continuidad, el movimiento 1 verifica que  $g_1 + t_{p1} = (g_2 + t_{p2}) + (g_7 + t_{p7})$ , ante lo cual  $g_1 = (10.69 + 4.00) + (11.31 + 4.00) - 4.00 = 26.00$  seg. Y para el 6,  $g_6 + t_{p6} = (g_5 + t_{p5}) + (g_9 + t_{p9})$ ,  $g_6 = (10.69 + 4.00) + (11.31 + 4.00) - 4.00 = 26.00$  seg.

A continuación se comprueba que los movimientos no están saturados ( $x < x_p$ ) y se efectúa el análisis de las fases.

Tabla D.9. Análisis de los movimientos.									
MOV.	FASE INICIAL	FASE FINAL	g	y	$x = C \cdot y / g$	$x_p$	l	$t_p$	$G = g + t_p - l$
1	A	C	26.00	0.24	0.55	0.90	4.00	4.00	26.00
2	A	B	10.69	0.14	0.79	0.90	4.00	4.00	10.69
3	B	D	26.62	0.40	0.90	0.95	4.00	4.00	26.62
4	D	B	25.38	0.34	0.80	0.85	4.00	4.00	25.38
5	D	A	10.69	0.14	0.79	0.90	4.00	4.00	10.69
6	C	A	26.00	0.33	0.76	0.95	4.00	4.00	26.00
7	B	C	11.31	peatonal			4.00	4.00	11.31
8	A	B	10.69				4.00	4.00	10.69
9	C	D	11.31				4.00	4.00	11.31

Tabla D.10. Análisis de las fases.					
FASE	I	G	F	F+I	F+I+G
A	4.00	10.69	0.00	4.00	14.69
B	4.00	11.31	14.69	18.69	30.00
C	4.00	11.31	30.00	34.00	45.31
D	4.00	10.69	45.31	49.31	60.00

Con todo ello se puede dibujar el diagrama del ciclo de la intersección y corroborar que todos los movimientos que abarcan un ciclo completo verifican que  $C = \Sigma(g + t_p)$ .

Figura D.3. Diagrama del ciclo de la intersección.

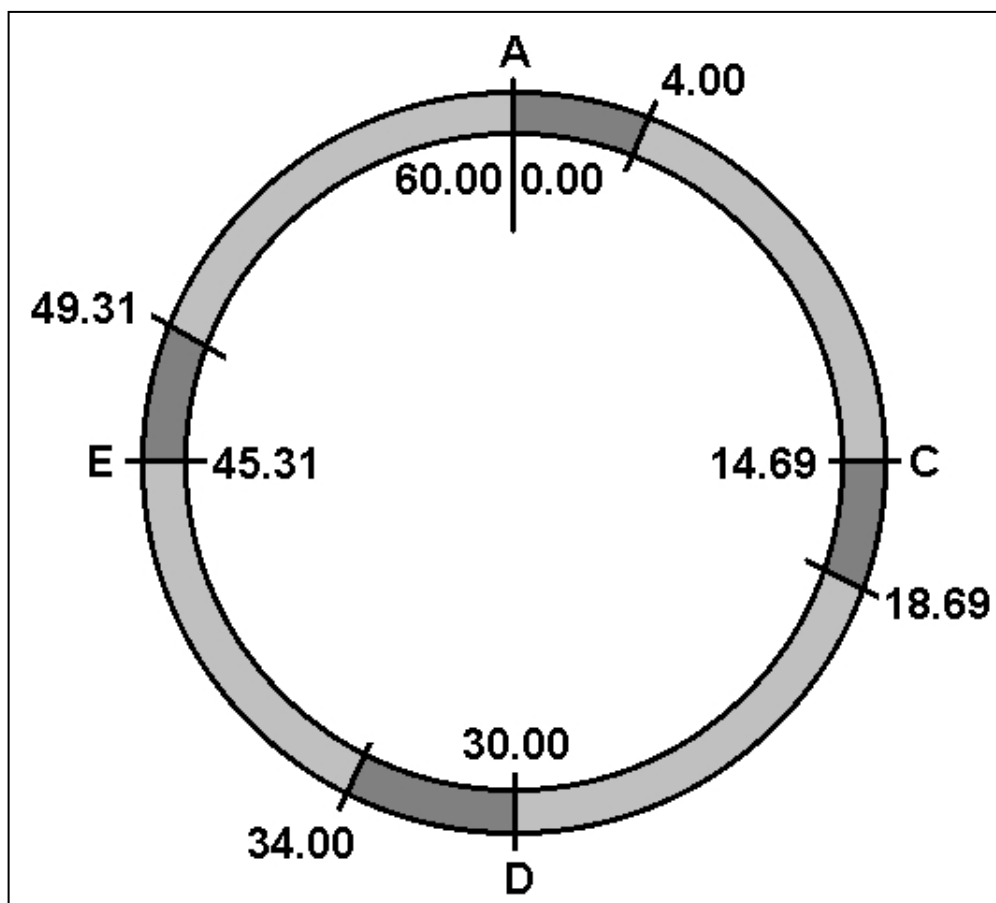


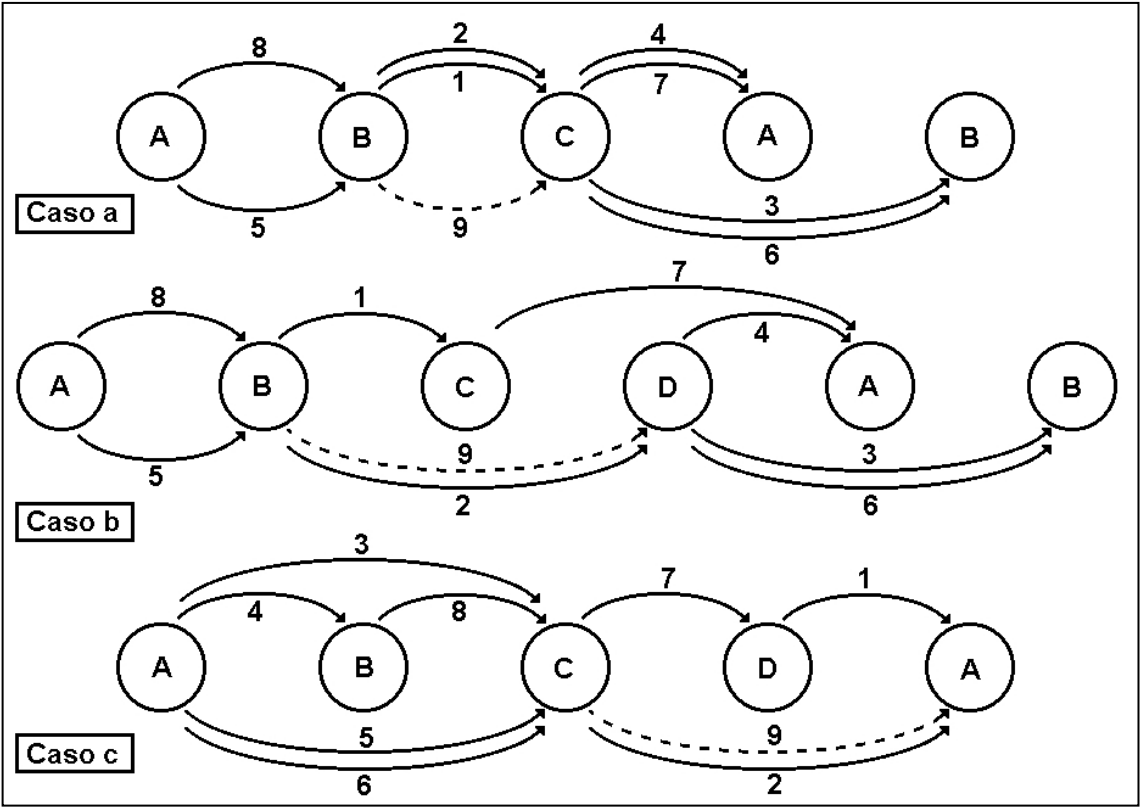
Tabla D.11. Comprobación de la duración del ciclo.

MOVIMIENTOS	
	C
1 - 6	$(26.00 + 4.00) + (26.00 + 4.00) = 60.00$
1 - 9 - 5	$(26.00 + 4.00) + (11.31 + 4.00) + (10.69 + 4.00) = 60.00$
2 - 7 - 6	$(10.69 + 4.00) + (11.31 + 4.00) + (26.00 + 4.00) = 60.00$
2 - 7 - 9 - 5	$(10.69 + 4.00) + (11.31 + 4.00) + (11.31 + 4.00) + (10.69 + 4.00) = 60.00$
2 - 3 - 5	$(10.69 + 4.00) + (26.62 + 4.00) + (10.69 + 4.00) = 60.00$
7 - 9 - 4	$(11.31 + 4.00) + (11.31 + 4.00) + (25.38 + 4.00) = 60.00$
3 - 4	$(26.62 + 4.00) + (25.38 + 4.00) = 60.00$

E. Partiendo de la **tabla E.1** y usando el método de la **ARR**, realizar el análisis de la intersección para los distintos diagramas de movimientos críticos que se presentan en la **figura E.1**.

Tabla E.1. Datos del ejercicio.							
Mov.	I (seg)	G <sub>m</sub> (seg)	q (veh/h)	S (veh/h)	t <sub>p</sub> (seg)	g <sub>m</sub> (seg)	x <sub>p</sub>
1	4.00	8.00	120	3760	4.00	8.00	0.90
2	4.00	8.00	260	4000	4.00	8.00	0.90
3	4.00	8.00	250	2620	4.00	8.00	0.90
4	4.00	8.00	630	3500	4.00	8.00	0.90
5	4.00	8.00	870	2980	4.00	8.00	0.90
6	4.00	8.00	720	1840	4.00	8.00	0.90
7	4.00	8.00	930	3360	4.00	8.00	0.90
8	4.00	8.00	660	2970	4.00	8.00	0.90
9	4.00	13.00	peatonal		4.00	13.00	peatonal

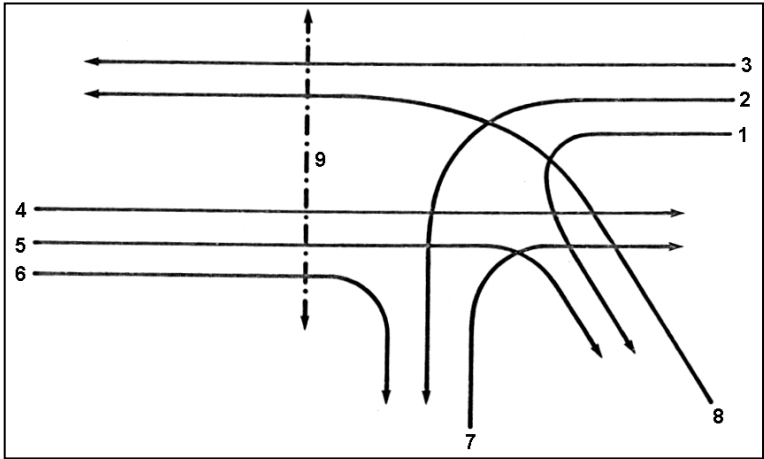
Figura E.1. Diagramas de movimiento críticos.



**Resolución.**

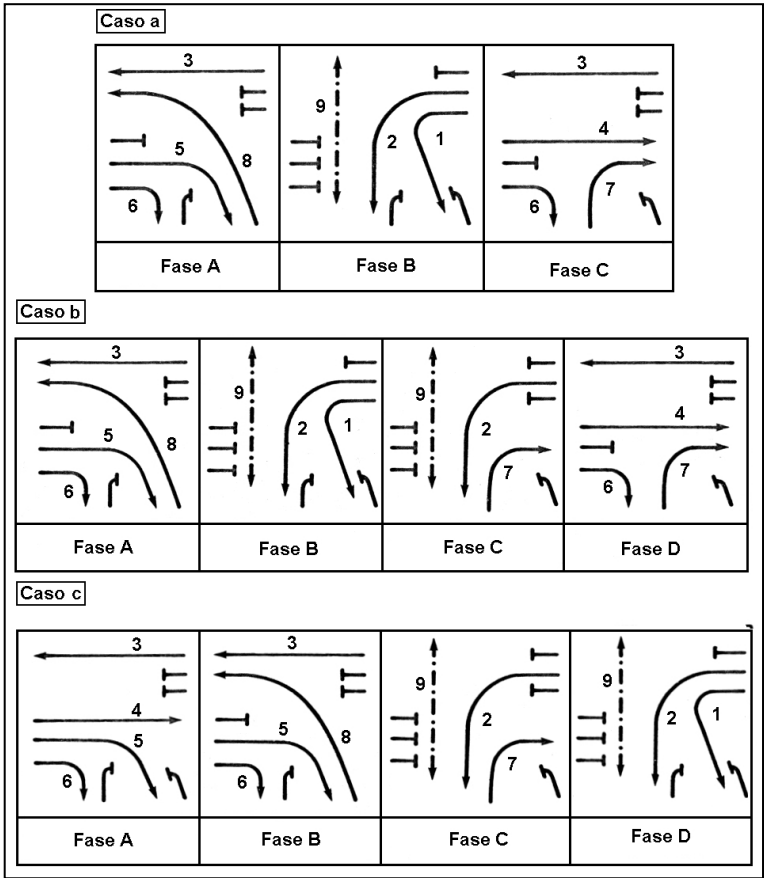
Este ejemplo está basado en una intersección real ubicada en Newcastle (Reino Unido), cuyos movimientos se muestran en la **figura E.2**.

Figura E.2. Movimientos en la intersección.



Con el objeto de obtener la mejor solución posible al tráfico se han tanteado tres planes de fases (**figura E.3**) cuyos diagramas de movimientos críticos ya han sido presentados. Resolviendo las alternativas se podrá escoger aquélla más adecuada.

Figura E.3. Planes de fases.



**Caso a.**

Como es habitual, se comienza calculando los tiempos requeridos para localizar los movimientos críticos.

<b>Tabla E.2. Obtención de los tiempos requeridos.</b>					
Mov.	$y=q/S$	$u=y/x_p$	$100 \cdot u + t_p$	$G_m + I = g_m + t_p$	$t$
1	0.03	0.04	7.55	12.00	12.00
2	0.07	0.07	11.22	12.00	12.00
3	0.10	0.11	14.60	12.00	14.60
4	0.18	0.20	24.00	12.00	24.00
5	0.29	0.32	36.44	12.00	36.44
6	0.39	0.43	47.48	12.00	47.48
7	0.28	0.31	34.75	12.00	34.75
8	0.22	0.25	28.69	12.00	28.69
9	Peatonal			17.00	17.00

No se considerarán los movimientos **8**, **4** y **3** al ser análogos, respectivamente, al **5**, **7** y **6**. De igual forma, los movimientos **1** y **2** se eliminan al ser similares al **9**. Obsérvese que el tiempo requerido de los movimientos **1**, **2**, y **9** está determinado por el valor de  $g_m + t_p$ .

<b>Tabla E.3. Tiempo requerido total.</b>		
MOVIMIENTOS	FASES	T
5 – 9 – 7	A – B – C – A	$t_5 + t_9 + t_7 = 88.19$
9 – 6	B – C – B	$t_9 + t_6 = 64.48$

Si los movimientos críticos son el **5**, **7** y **9**, las características de la intersección son las siguientes (se recuerda que, como **9** es un movimiento crítico determinado por  $g_m + t_p$ , entonces su tiempo perdido para el cálculo de **L** es justamente  $g_{m9} + t_{p9}$ , y, por lo tanto, ni su relación de verde efectivo ni su relación de intensidad se consideran en el cálculo de los parámetros **U**, **Y** de la intersección):

<b>Tabla E.4. Características de la intersección.</b>		
Tiempo perdido		$L = t_{p5} + t_{p7} + t_{p9} = 25.00$
Relación de intensidad		$Y = y_5 + y_7 = 0.57$
Relación de tiempo de verde		$U = u_5 + u_7 = 0.63$
Ciclo óptimo	Fórmula de Akcelik	$C_o = (6 + 1.6 \cdot L) / (1 - Y) = 106.98$
	Fórmula de Webster	$C_o = (5 + 1.5 \cdot L) / (1 - Y) = 98.84$
Ciclo práctico		$C_p = L / (1 - U) = 67.57$
Ciclo de cálculo		$C = 80.00$

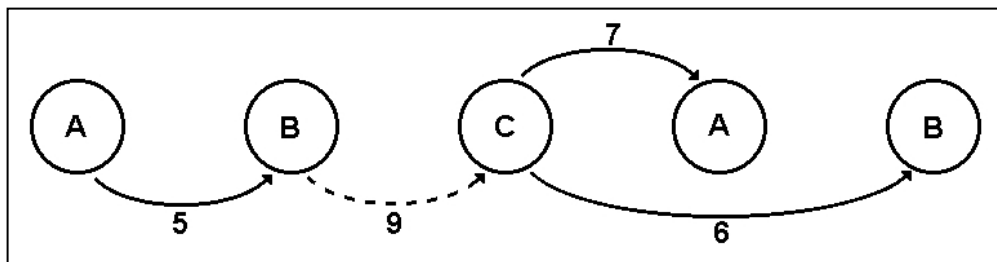
Debe comprobarse que, adoptado este ciclo de cálculo, los movimientos críticos siguen siendo críticos. Para ello:

<b>Tabla E.5. Cálculos para <math>C=80</math> seg.</b>					
Mov.	$y=q/S$	$u=y/x_p$	$C \cdot u + t_p$	$G_m + l = g_m + t_p$	$t$
1 (BC)	0.03	0.04	6.84	12.00	12.00
2 (BC)	0.07	0.07	9.78	12.00	12.00
3 (CB)	0.10	0.11	12.48	12.00	12.48
4 (CA)	0.18	0.20	20.00	12.00	20.00
5 (AB)	0.29	0.32	29.95	12.00	29.95
6 (CB)	0.39	0.43	38.78	12.00	38.78
7 (CA)	0.28	0.31	28.60	12.00	28.60
8 (AB)	0.22	0.25	23.75	12.00	23.75
9 (BC)	peatonal			17.00	17.00

<b>Tabla E.6. Comprobación de los movimientos críticos</b>		
MOVIMIENTOS	FASES	T
5 – 9 – 7	A – B – C – A	$t_5 + t_9 + t_7 = 75.55$
9 – 6	B – C – B	$t_9 + t_6 = 55.78$

Efectivamente, los movimientos críticos lo siguen siendo. Su diagrama reducido es el siguiente:

**Figura E.4. Diagrama reducido.**



Para calcular el tiempo de verde efectivo de los movimientos se distinguirán los movimientos críticos de aquéllos que no lo son.

- Movimientos críticos (**5, 7, 9**). Puesto que **9** es un movimiento crítico determinado por  $g_m + t_p$ , entonces su tiempo de verde efectivo se calcula como  $g_9 = g_{m9}$ , por lo cual se tiene que  $g_9 = 13.00$  seg. Para el resto de movimientos críticos se utilizan las fórmulas de cálculo habituales:

<b>Tabla E.7. Verde efectivo de los movimientos críticos.</b>				
Mov.	u	(C-L)·u/U	g <sub>m</sub>	g
5	0.32	27.94	8.00	27.94
7	0.31	27.06	8.00	27.06

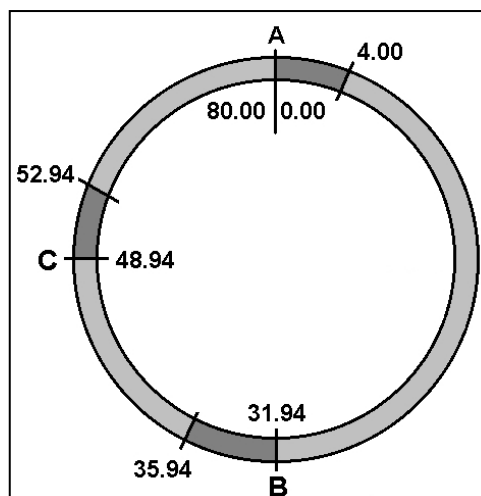
- Por continuidad, el movimiento **6** verifica que  $g_6 + t_{p6} = (g_7 + t_{p7}) + (g_5 + t_{p5})$ , ante lo cual  $g_6 = (27.06 + 4.00) + (27.94 + 4.00) - 4.00 = 59.00$  seg.

A continuación se comprueba que los movimientos no están saturados ( $x < x_p$ ) y se efectúa en análisis de las fases.

<b>Tabla E.8. Análisis de los movimientos.</b>									
Mov.	FASE INICIAL	FASE FINAL	g	y	$x = C \cdot y / g$	$x_p$	l	$t_p$	$G = g + t_p - l$
1	B	C	13.00	0.03	0.20	0.90	4.00	4.00	13.00
2	B	C	13.00	0.07	0.40	0.90	4.00	4.00	13.00
3	C	B	59.00	0.10	0.13	0.90	4.00	4.00	59.00
4	C	A	27.06	0.18	0.53	0.90	4.00	4.00	27.06
5	A	B	27.94	0.29	0.84	0.90	4.00	4.00	27.94
6	C	B	59.00	0.39	0.53	0.90	4.00	4.00	59.00
7	C	A	27.06	0.28	0.82	0.90	4.00	4.00	27.06
8	A	B	27.94	0.22	0.64	0.90	4.00	4.00	27.94
9	B	C	13.00	peatonal			4.00	4.00	13.00

<b>Tabla E.9. Análisis de las fases.</b>						<b>Tabla E.10. Comprobación de la duración del ciclo.</b>	
FASE	I	G	F	F+I	F+I+G	MOVIMIENTOS	C
A	4.00	27.94	0.00	4.00	31.94	5 – 9 – 7	$(27.94 + 4.00) + (13.00 + 4.00) + (27.06 + 4.00) = 80.00$
B	4.00	13.00	31.94	35.94	48.94		
C	4.00	27.06	48.94	52.94	80.00	9 – 6	$(13.00 + 4.00) + (59.00 + 4.00) = 80.00$

**Figura E.5. Diagrama del ciclo de la intersección.**



**Caso b.**

Como se mantiene el número de movimientos y sus características, aunque cambie el plan de fases, ciertos cálculos son los mismos que en el apartado anterior, como es el caso de la **tabla E.2**. Eso sí, los movimientos transcurren entre distintas fases, por lo que los tiempos requeridos totales y los movimientos a eliminar varían (no se considerarán los movimientos **8, 2 y 3** al ser análogos, respectivamente, al **5, 9 y 6**).

<b>Tabla E.11. Tiempo requerido total.</b>		
MOVIMIENTOS	FASES	T
5 – 1 – 7	A – B – C – A	$t_5+t_1+t_7 = 83.19$
5 – 9 – 4	A – B – D – A	$t_5+t_9+t_4 = 77.44$
9 – 6	B – D – B	$t_9+t_6 = 64.48$

Ahora los movimientos críticos son el **5, 1 y 7**, siendo el **1** un movimiento crítico determinado por  $g_m+t_p$ . Las características de la intersección son las siguientes:

<b>Tabla E.12. Características de la intersección.</b>		
Tiempo perdido		$L = t_{p5} + t_{p1} + t_{p7} = 20.00$
Relación de intensidad		$Y = y_5 + y_7 = 0.57$
Relación de tiempo de verde		$U = u_5 + u_7 = 0.63$
Ciclo óptimo	Fórmula de Akcelik	$C_o = (6+1.6 \cdot L)/(1-Y) = 88.37$
	Fórmula de Webster	$C_o = (5+1.5 \cdot L)/(1-Y) = 81.40$
Ciclo práctico		$C_p = L/(1-U) = 54.05$
Ciclo de cálculo		$C = 60.00$

Adoptado este ciclo de cálculo, se pasa a comprobar que los movimientos críticos siguen siendo críticos. Para ello hay que realizar una tabla nueva, pues el ciclo en este apartado (**60 seg**) es diferente al adoptado en el caso anterior (**80 seg**). Como se observa, en principio, aumentando el número de fases disminuye la duración del ciclo.

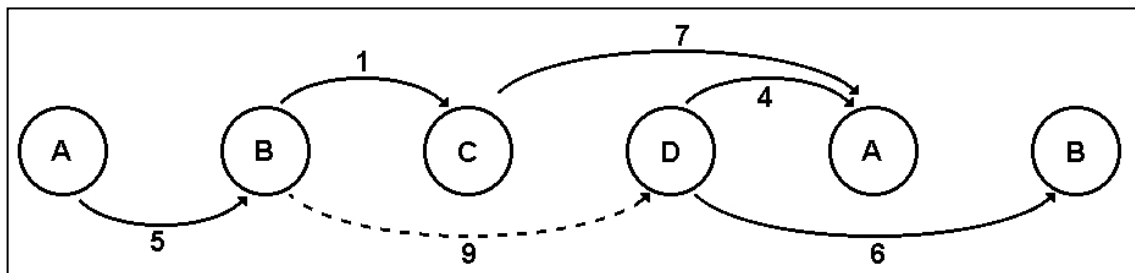
<b>Tabla E.13. Cálculos para C=60 seg.</b>					
Mov.	$y=q/S$	$u=y/x_p$	$C \cdot u + t_p$	$G_m + l = g_m + t_p$	t
1 (BC)	0.03	0.04	6.13	12.00	12.00
2 (BD)	0.07	0.07	8.33	12.00	12.00
3 (DB)	0.10	0.11	10.36	12.00	12.00
4 (DA)	0.18	0.20	16.00	12.00	16.00
5 (AB)	0.29	0.32	23.46	12.00	23.46
6 (DB)	0.39	0.43	30.09	12.00	30.09
7 (CA)	0.28	0.31	22.45	12.00	22.45
8 (AB)	0.22	0.25	18.81	12.00	18.81
9 (BD)	peatonal			17.00	17.00



Tabla E.14. Comprobación de los movimientos críticos		
MOVIMIENTOS	FASES	T
5 – 1 – 7	A – B – C – A	$t_5+t_1+t_7 = 57.91$
5 – 9 – 4	A – B – D – A	$t_5+t_9+t_4 = 56.46$
9 – 6	B – D – B	$t_9+t_6 = 47.09$

Como los movimientos críticos lo siguen siendo, el diagrama reducido queda:

Figura E.6. Diagrama reducido.



A continuación se calculan los tiempos de verde efectivo de los movimientos:

- Movimientos críticos (**1, 5, 7**). Puesto que **1** es un movimiento crítico determinado por  $g_m+t_p$ , su tiempo de verde efectivo vale  **$g_1=g_{m1}=8.00$  seg.**

Tabla E.15. Verde efectivo de los mov. críticos.				
Mov.	u	(C-L)·u/U	$g_m$	g
5	0.32	20.32	8.00	20.32
7	0.31	19.68	8.00	19.68

- Como el movimiento **9** está determinado por  $g_m+t_p$ , entonces se adopta un tiempo de verde igual a  **$g_9=g_{m9}=13.00$  seg.** En la misma situación están los movimientos **2** y **3** ( **$g_2=g_{m2}=8.00$  seg** y  **$g_3=g_{m3}=8.00$  seg**), sólo que como el **2** es análogo al **9** pero éste posee mayor tiempo de verde efectivo ( **$g_9=13.00 > g_2=8.00$** ), se asume, por continuidad, que  **$g_2=13.00$  seg.**

En cambio, obsérvese que el movimiento **3** está solapado con el **4** y el **5**, y como el tiempo de verde de éste último es  **$g_5=20.32$  seg**, el tiempo de verde del movimiento **3** será mayor a los **8.00 seg** asignados a priori.

- Por continuidad, el movimiento **4** verifica que  $(g_9+t_{p9})+(g_4+t_{p4})=(g_1+t_{p1})+(g_7+t_{p7})$ , ante lo cual  $g_4=(8.00+4.00)+(19.68+4.00)-(13.00+4.00)-4.00=14.68$  seg. Y así,  $g_6+t_{p6}=(g_4+t_{p4})+(g_5+t_{p5})$ ,  $g_6=(14.68+4.00)+(20.32+4.00)-4.00=39.00$  seg.

Tabla E.16. Análisis de los movimientos.									
MOV.	FASE INICIAL	FASE FINAL	g	y	$x=C \cdot y/g$	$x_p$	l	$t_p$	$G=g+t_p-l$
1	B	C	8.00	0.03	0.24	0.90	4.00	4.00	8.00
2	B	D	13.00	0.07	0.30	0.90	4.00	4.00	13.00
3	D	B	39.00	0.10	0.15	0.90	4.00	4.00	39.00
4	D	A	14.68	0.18	0.74	0.90	4.00	4.00	14.68
5	A	B	20.32	0.29	0.86	0.90	4.00	4.00	20.32
6	D	B	39.00	0.39	0.60	0.90	4.00	4.00	39.00
7	C	A	19.68	0.28	0.84	0.90	4.00	4.00	19.68
8	A	B	20.32	0.22	0.66	0.90	4.00	4.00	20.32
9	B	D	13.00	peatonal			4.00	4.00	13.00

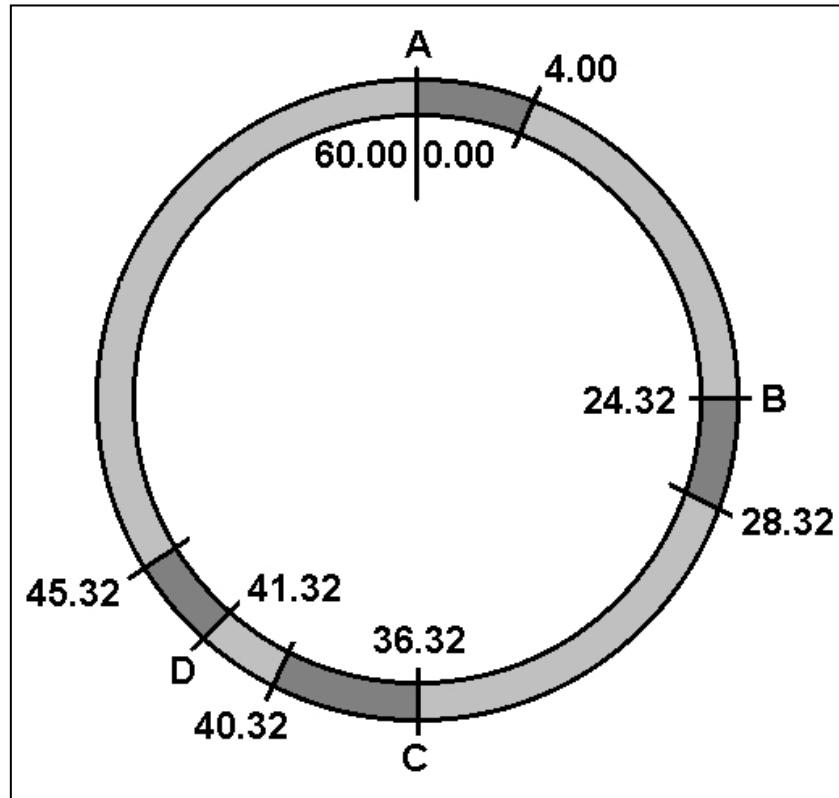
Tabla E.17. Comprobación de la duración del ciclo.	
MOVIMIENTOS	C
5 – 1 – 7	$(20.32 + 4.00) + (8.00 + 4.00) + (19.68 + 4.00) = 60.00$
5 – 9 – 4	$(20.32 + 4.00) + (13.00 + 4.00) + (14.68 + 4.00) = 60.00$
9 – 6	$(13.00 + 4.00) + (39.00 + 4.00) = 60.00$

Puede observarse que no existe ninguna combinación de movimientos que recorra todas las fases del ciclo, es decir, una cadena de movimientos que efectúen la secuencia **A-B-C-D-A**. Sin embargo, sabiendo que  $C=\Sigma(G+I)$  y dándose cuenta que  $G_A=g_5$ ,  $G_B=g_1$  y  $G_D=g_4$ , se puede calcular la duración teórica de la fase **C** a través de la expresión  $C=(G_A+I_A)+(G_B+I_B)+(G_D+I_D)+(G_C+I_C)$ , ante lo cual se obtiene un periodo de verde de valor  $G_C=60.00-(20.32+4.00)-(8.00+4.00)-(14.68+4.00)-4.00=1.00$  seg.

Tabla E.18. Análisis de las fases.					
FASE	I	G	F	F+I	F+I+G
A	4.00	20.32	0.00	4.00	24.32
B	4.00	8.00	24.32	28.32	36.32
C	4.00	1.00	36.32	40.32	41.32
D	4.00	14.68	41.32	45.32	60.00

Este ejemplo ilustra la posibilidad de aparición de fases con un tiempo de verde muy reducido (en ese caso, **1 segundo**), consecuencia del uso de grupos semafóricos en los que los tiempos de verde mínimo son establecidos por movimientos en vez de quedar definidos a partir de las fases.

Figura E.7. Diagrama del ciclo de la intersección.



La diferencia respecto al apartado anterior radica en que el movimiento **7** solapa con el **9** durante un periodo de  $G_c + I_c = 5.00$  seg, reduciendo el efecto de un tiempo de verde mínimo para peatones ( $g_{m9} = 13.00$  seg). Esto disminuye el tiempo perdido en la intersección de **25** a **20 seg** y consigue un mejor resultado que la solución calculada en el *caso a*.

**Caso c.**

De nuevo se mantiene el número de movimientos, pero ahora no se consideran los movimientos **5** y **3** al ser análogos al **6**, ni el **2** al ser similar al **9**.

<b>Tabla E.19. Tiempo requerido total.</b>		
MOVIMIENTOS	FASES	T
4 – 8 – 7 – 1	A – B – C – D – A	$t_4+t_8+t_7+t_1 = 99.44$
4 – 8 – 9	A – B – C – A	$t_4+t_8+t_9 = 69.69$
6 – 7 – 1	A – C – D – A	$t_6+t_7+t_1 = 94.23$
6 – 9	A – C – A	$t_6+t_9 = 64.48$

Los movimientos críticos son el **4**, **8**, **7** y **1** (éste último determinado por  $g_m+t_p$ ). Las características de la intersección son las siguientes:

<b>Tabla E.20. Características de la intersección.</b>		
Tiempo perdido		$L = t_{p4} + t_{p8} + t_{p7} + t_{p1} = 24.00$
Relación de intensidad		$Y = y_4 + y_8 + y_7 = 0.68$
Relación de tiempo de verde		$U = u_4 + u_8 + u_7 = 0.76$
Ciclo óptimo	Fórmula de Akcelik	$C_o = (6+1.6 \cdot L)/(1-Y) = 138.75$
	Fórmula de Webster	$C_o = (5+1.5 \cdot L)/(1-Y) = 128.13$
Ciclo práctico		$C_p = L/(1-U) = 100.00$
Ciclo de cálculo		$C = 110.00$

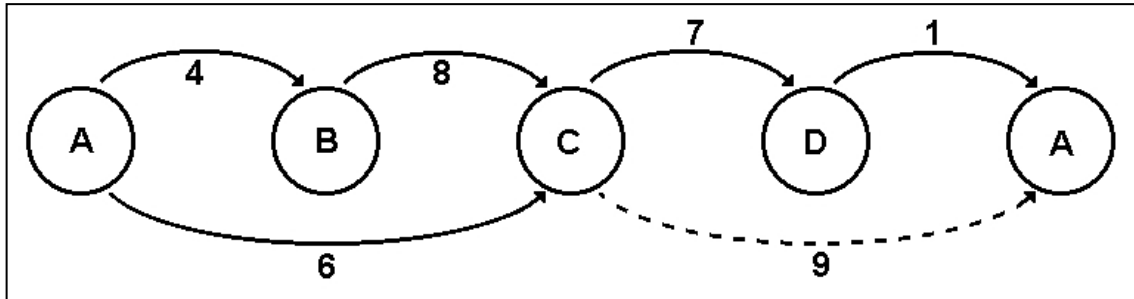
A continuación se comprueba que los movimientos críticos siguen siendo críticos.

<b>Tabla E.21. Cálculos para C=110 seg.</b>					
Mov.	$y=q/S$	$u=y/x_p$	$C \cdot u + t_p$	$G_m + I = g_m + t_p$	t
1 (DA)	0.03	0.04	7.90	12.00	12.00
2 (CA)	0.07	0.07	11.94	12.00	12.00
3 (AC)	0.10	0.11	15.66	12.00	15.66
4 (AB)	0.18	0.20	26.00	12.00	26.00
5 (AC)	0.29	0.32	39.68	12.00	39.68
6 (AC)	0.39	0.43	51.83	12.00	51.83
7 (CD)	0.28	0.31	37.83	12.00	37.83
8 (BC)	0.22	0.25	31.16	12.00	31.16
9 (CA)	peatonal			17.00	17.00

<b>Tabla E.22. Comprobación de los movimientos críticos</b>		
MOVIMIENTOS	FASES	T
4 – 8 – 7 – 1	A – B – C – D – A	$t_4+t_8+t_7+t_1 = 106.99$
4 – 8 – 9	A – B – C – A	$t_4+t_8+t_9 = 74.16$
6 – 7 – 1	A – C – D – A	$t_6+t_7+t_1 = 101.66$
6 – 9	A – C – A	$t_6+t_9 = 68.83$

Como los movimientos críticos lo siguen siendo, el diagrama reducido queda:

**Figura E.8. Diagrama reducido.**



A continuación se calculan los tiempos de verde efectivo de los movimientos:

- Movimientos críticos (**1, 4, 7, 8**). El movimiento **1** está determinado por  $g_m + t_p$ , por lo que su tiempo de verde efectivo vale  $g_1 = g_{m1} = 8.00$  seg. Para los otros:

**Tabla E.23. Verde efectivo de los mov. críticos.**

Mov.	u	$(C-L) \cdot u/U$	$g_m$	g
4	0.20	22.63	8.00	22.63
7	0.31	35.08	8.00	35.08
8	0.25	28.29	8.00	28.29

- Por continuidad,  $g_6 + t_{p6} = (g_4 + t_{p4}) + (g_8 + t_{p8})$  y  $g_9 + t_{p9} = (g_7 + t_{p7}) + (g_1 + t_{p1})$ , ante lo cual se obtiene que  $g_6 = (22.63 + 4.00) + (28.29 + 4.00) - 4.00 = 54.92$  seg, y que el tiempo de verde efectivo del movimiento **9** es  $g_9 = (35.08 + 4.00) + (8.00 + 4.00) - 4.00 = 47.08$  seg.

Por último se efectúa el análisis de las fases.

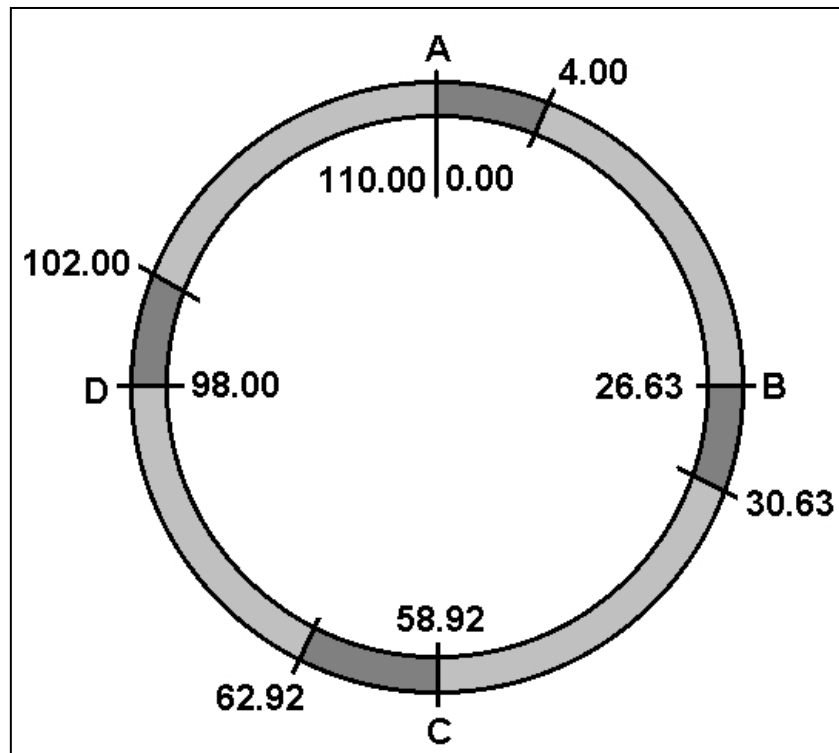
**Tabla E.24. Análisis de los movimientos.**

Mov.	FASE INICIAL	FASE FINAL	g	y	$x = C \cdot y/g$	$x_p$	l	$t_p$	$G = g + t_p - l$
1	D	A	8.00	0.03	0.44	0.90	4.00	4.00	8.00
2	C	A	47.08	0.07	0.15	0.90	4.00	4.00	47.08
3	A	C	54.92	0.10	0.19	0.90	4.00	4.00	54.92
4	A	B	22.63	0.18	0.87	0.90	4.00	4.00	22.63
5	A	C	54.92	0.29	0.58	0.90	4.00	4.00	54.92
6	A	C	54.92	0.39	0.78	0.90	4.00	4.00	54.92
7	C	D	35.08	0.28	0.87	0.90	4.00	4.00	35.08
8	B	C	28.29	0.22	0.86	0.90	4.00	4.00	28.29
9	C	A	47.08	peatonal			4.00	4.00	47.08

Tabla E.25. Comprobación de la duración del ciclo.	
MOVIMIENTOS	C
4 – 8 – 7 – 1	$(22.63 + 4.00) + (28.29 + 4.00) + (35.08 + 4.00) + (8.00 + 4.00) = 110.00$
4 – 8 – 9	$(22.63 + 4.00) + (28.29 + 4.00) + (47.08 + 4.00) = 110.00$
6 – 7 – 1	$(54.92 + 4.00) + (35.08 + 4.00) + (8.00 + 4.00) = 110.00$
6 – 9	$(54.92 + 4.00) + (47.08 + 4.00) = 110.00$

Tabla E.26. Análisis de las fases.					
FASE	I	G	F	F+I	F+I+G
A	4.00	22.63	0.00	4.00	26.63
B	4.00	28.29	26.63	30.63	58.92
C	4.00	35.08	58.92	62.92	98.00
D	4.00	8.00	98.00	102.00	110.00

Figura E.9. Diagrama del ciclo de la intersección.



Se puede observar como la solución del *caso b* es significativamente mejor, pues obtiene similar grado de saturación con un ciclo mucho menor.

F. Se desea analizar una intersección, emplazada en el centro de actividades empresariales de un pequeño casco urbano, utilizando la metodología del Manual de Capacidad (HCM). La geometría del cruce y los flujos existente se muestran en la figura F.1 (módulo de entrada del problema). El semáforo que gobierna la intersección tiene una sencilla secuencia de dos fases, ambas “permitidas” ( $G_A=26$  seg,  $I_A=4$  seg;  $G_B=36$  seg,  $I_B=4$  seg;  $C=70$  seg). El estado de la circulación y de la vía se dan en la tabla F.1.

Figura F.1. Volumen y geometría.

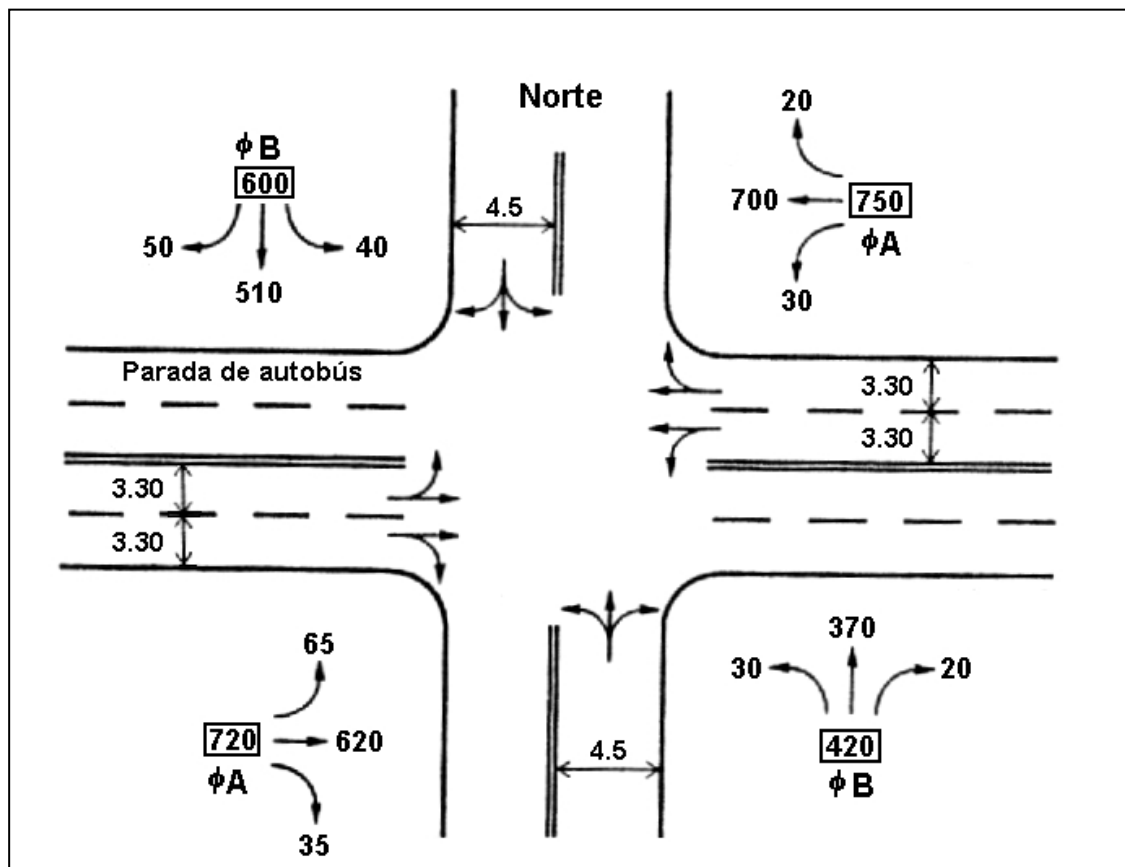


Tabla F.1. Estado de la circulación y de la vía.						
ACCESO	%PENDIENTE	%VP	AUTOBUSES	PEATONES/H	FHP	LLEGADA (1)
N	0.0	8.0	0	100	0.9	3
S	0.0	8.0	0	100	0.9	3
E	0.0	5.0	0	100	0.9	4
O	0.0	5.0	0	100	0.9	2

(1) El tipo de llegada es un parámetro que indica de manera aproximada la calidad de la progresión (ver apartado 3.3)

**Resolución.**

**a) Módulo de entrada.**

Si bien la mayor parte de la información del módulo de entrada se ha dado en el enunciado, aun no se ha calculado el **tiempo mínimo de verde para los peatones**:

$$G_p = 7 + \frac{W}{1.2} - I$$

$G_p$  = Tiempo de verde mínimo para los peatones (seg).

$W$  = Distancia desde el bordillo hasta el centro del carril más alejado (m).

$I$  = Periodo intermedio (seg).

<b>Tabla F.2. Tiempo de verde mínimo para los peatones.</b>			
ACCESO	I	W	$G_p$
N	4.00	9.00	10.50
S	4.00	9.00	10.50
E	4.00	13.12	13.93
O	4.00	13.12	13.93

**b) Módulo de ajuste de volúmenes.**

Todos los cálculos y parámetros necesarios se indican en la **tabla F.3** y **tabla F.4**:

<b>Tabla F.3. Cálculo de la intensidad ajustada.</b>												
ACCESO	Norte			Sur			Oeste			Este		
	I	R	D	I	R	D	I	R	D	I	R	D
q (veh/h)	40	510	50	30	370	20	65	620	35	30	700	20
% tráfico	0.07	0.85	0.08	0.07	0.88	0.05	0.09	0.86	0.05	0.04	0.93	0.03
FHP	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
$q_p = q/FHP$	44	567	56	33	411	22	72	689	39	33	778	22
$q_G$	667			466			800			833		
N	1			1			2			2		
U (ver <i>tabla F.4</i> )	1.00			1.00			1.05			1.05		
$q_A = q_G \cdot U$	667			466			840			875		

<b>Tabla F.4. Factor de utilización del grupo de carriles U.</b>		
MOV. DEL GRUPO DE CARRILES	Nº CARRILES DEL GRUPO DE CARRILES	FACTOR DE UTILIZACIÓN U
Recto o compartido	1	1.00
	2	1.05
	3 ó más	1.10
Giro a la izquierda exclusivo	1	1.00
	2 ó más	1.03
Giro a la derecha exclusivo	1	1.00
	2 ó más	1.13

El factor de utilización es el parámetro que corrige el desequilibrio existente en el tráfico al no distribuirse éste uniformemente en todos los carriles de un grupo de carriles.



**c) Módulo de intensidad de saturación.**

Se recuerda que la intensidad de saturación se calcula a través de la expresión:

$$S = S_o \cdot n \cdot f_A \cdot f_{VP} \cdot f_l \cdot f_e \cdot f_{bb} \cdot f_a \cdot f_{MD} \cdot f_{MI}$$

Si bien la obtención de la mayoría de las variables de la fórmula anterior es inmediata, el cálculo de los factores de ajuste por giro ( $f_{MD}$ ,  $f_{MI}$ ) es algo más compleja y exige un análisis más detallado. En primer lugar, para calcular el factor de ajuste por giro a la derecha se utiliza una fórmula para los movimientos que poseen un carril compartido (**Este** y **Oeste**), y otra distinta para aquellos automóviles que poseen un único carril (**Norte** y **Sur**):

$$f_{MD} = 1 - P_{MD} \left( 0.15 + \frac{(1 - P_{MDA}) \cdot PT}{2100} \right)$$

$f_{MD}$  = Factor de giro a la derecha en un carril compartido.

$P_{MD}$  = Porcentaje de vehículos que giran a la derecha.

$PT$  = Volumen de peatones que utilizan el giro.

$P_{MDA}$  = Porcentaje de vehículos que utilizan la fracción protegida.

$$f_{MD} = 0.90 - P_{MD} \left( 0.135 + \frac{PT}{2100} \right)$$

$f_{MD}$  = Factor de giro a la derecha en un carril único.

$P_{MD}$  = Porcentaje de vehículos que giran a la derecha.

$PT$  = Volumen de peatones que utilizan el giro.

De esta manera, se obtienen los siguientes valores:

<b>Tabla F.5. Obtención del factor de ajuste por giros a la derecha.</b>						
ACCESO	GIROS IZDA.	VEH. TOT.	$P_{MD}$	PT	$P_{MDA}$ (1)	$f_{MD}$
N	50	600	0.08	100	0.00	0.89
S	20	420	0.05	100	0.00	0.89
O	20	750	0.03	100	0.00	0.99
E	35	720	0.05	100	0.00	0.99

(1) Dado que las fases son permitidas (es decir, los movimientos peatonales y vehiculares entran en conflicto), este factor vale cero.

El cálculo del factor de ajuste por giro a la izquierda tiene también en cuenta que los movimientos son permitidos, lo que obliga a emplear procedimientos especiales. En el caso de los accesos **E** y **O**, por existir *accesos multicarril en sentido contrario y carriles de giro a la izquierda permitidos*, se usa la metodología expuesta en el *Capítulo 2* y que se recoge en la siguiente tabla:

<b>Tabla F.6. Obtención del factor de ajuste por giros a la izquierda para los accesos E y O.</b>				
PARÁMETRO	NOMENCLATURA Y CÁLCULO	E	O	
Duración del ciclo	C	70	70	
Periodo de verde	G	26	26	
Periodo intermedio	I	4	4	
Tiempo perdido	$t_p$	3	3	
Tiempo de verde efectivo	$g=G+I-t_p$	27	27	
T. de verde efectivo en sentido opuesto	$g_o$	27	27	
Número de carriles	N	2	2	
Nº de carriles en sentido opuesto	$N_o$	2	2	
$q_p$ del giro a la izquierda	$q_{MI}$	72	33	
Proporción de giros a la izquierda	$P_{MI}$	0.09	0.04	
$q_A$ en sentido opuesto	$q_o$	875	840	
Giros a la izquierda por ciclo	$MIC=q_{MI}\cdot C/3600$	1.40	0.64	
Flujo en sentido opuesto	$q_{occ}=q_o\cdot C/(3600\cdot N_o)$	8.51	8.17	
Tipo de llegada en sentido opuesto	$T_o$	2	4	
Relación de columna en sentido opuesto <sup>1</sup>	$R_{co}$	0.67	1.33	
T. verde hasta la llegada del 1º vehículo	$g_f=G\cdot \exp(-0.822\cdot MIC^{0.717})-t_p$	6.13	11.31	
Relación de cola en sentido opuesto	$\phi_{ro}=1-R_{co}\cdot g_o/C$	0.74	0.49	
Tiempo de verde bloqueado para el giro	$g_q=[q_{occ}\cdot \phi_{ro}/(0.5-q_{occ}\cdot (1-\phi_{ro})/g_o)]-t_p$	12.06	8.58	
Tiempo de verde efectivo de giro	$g_u=g-g_f$ si $g_q<g_f$ ; $g_u=g-g_q$ si $g_f<g_q$	14.94	15.69	
$f_s$	$f_s=(850-0.625\cdot q_o)/1000$	0.30	0.33	
% vehículos que giran a la izquierda	$P_l=P_{MI}[1+(g\cdot (N-1))/(4.5+f_s\cdot g_u)]$	0.36	0.15	
Equivalente en vehículos de paso <sup>2</sup>	$E_{l1}$	9.75	8.00	
Factor de ajuste del carril de giro	$f_m=(g_f/g)+(g_u/g)/(1+P_l\cdot (E_{l1}-1))$	0.36	0.70	
Factor de ajuste por giros a la izquierda	$f_{MI}=(f_m+0.91\cdot (N-1))/N$	0.64	0.81	

(1) Ver **tabla F.7**.

Ver **tabla 2.4** del *Capítulo 2*. Los valores de la **tabla F.6** se obtienen por interpolación lineal.

<b>Tabla F.7. Relación entre el tipo de llegada y la relación de columna.</b>			
TIPO DE LLEGADA	CALIDAD DE PROGRESIÓN	RELACIÓN DE COLUMNA	VALORES SUSTITUTIVOS
1	Muy mala	$R_c\leq 0.50$	$R_c=0.33$
2	Desfavorable	$0.50<R_c\leq 0.85$	$R_c=0.67$
3	Llegadas aleatorias	$0.85<R_c\leq 1.15$	$R_c=1.00$
4	Favorable	$1.15<R_c\leq 1.50$	$R_c=1.33$
5	Altamente favorable	$1.50<R_c\leq 2.00$	$R_c=1.67$
6	Excepcional	$R_c>2.00$	—

Análogamente, los accesos **Norte** y **Sur** exigen una metodología especial para *accesos de un carril en sentido contrario y carriles de giro a la izquierda permitidos*, expuesta en el **HCM** y que se muestra en la siguiente tabla:

Tabla F.8. Obtención del factor de ajuste por giros a la izquierda para los accesos N y S.				
PARÁMETRO	NOMENCLATURA Y CÁLCULO	N	S	
Duración del ciclo	C	70	70	
Periodo de verde	G	36	36	
Periodo intermedio	I	4	4	
Tiempo perdido	t <sub>p</sub>	3	3	
Tiempo de verde efectivo	g=G+I-t <sub>p</sub>	37	37	
T. de verde efectivo en sentido opuesto	g <sub>o</sub>	37	37	
Número de carriles	N	1	1	
Nº de carriles en sentido opuesto	N <sub>o</sub>	1	1	
q <sub>P</sub> del giro a la izquierda	q <sub>MI</sub>	44	33	
Proporción de giros a la izquierda	P <sub>MI</sub>	0.07	0.07	
Proporción giros a izda. en sentido opuesto	P <sub>Mlo</sub>	0.07	0.07	
q <sub>A</sub> en sentido opuesto	q <sub>o</sub>	466	667	
Giros a la izquierda por ciclo	MIC=q <sub>MI</sub> ·C/3600	0.86	0.64	
Flujo en sentido opuesto	q <sub>occ</sub> =q <sub>o</sub> ·C/(3600·N <sub>o</sub> )	9.06	12.97	
Tipo de llegada en sentido opuesto	T <sub>o</sub>	3	3	
Relación de columna en sentido opuesto <sup>1</sup>	R <sub>co</sub>	1.00	1.00	
T. verde hasta la llegada del 1 <sup>er</sup> vehículo	g <sub>f</sub> =G·exp(-0.860·MIC <sup>0.629</sup> )-t <sub>p</sub>	13.47	15.80	
Relación de cola en sentido opuesto	φ <sub>ro</sub> =1-R <sub>co</sub> ·g <sub>o</sub> /C	0.47	0.47	
Tiempo de verde bloqueado para el giro	g <sub>q</sub> =4.943·(q <sub>occ</sub> ) <sup>0.762</sup> ·(φ <sub>ro</sub> ) <sup>1.061</sup> -t <sub>p</sub>	8.90	12.64	
Tiempo de verde efectivo de giro	g <sub>u</sub> =g-g <sub>f</sub> si g <sub>q</sub> <g <sub>f</sub> ; g <sub>u</sub> =g-g <sub>q</sub> si g <sub>f</sub> <g <sub>q</sub>	23.53	21.20	
Coefficiente n	n=0.5·(g <sub>q</sub> -g <sub>f</sub> ); n≥0	0.00	0.00	
Equivalente en vehículos de paso <sup>2</sup>	E <sub>I1</sub>	4.36	9.68	
Eq. en veh. de paso en sentido opuesto	E <sub>I2</sub> =[1-(1-P <sub>Mlo</sub> ) <sup>n</sup> ]/P <sub>Mlo</sub>	0.00	0.00	
Factor de ajuste pro giros a la izquierda	f <sub>MI</sub> =(g <sub>f</sub> /g)+(g <sub>u</sub> /g)/((1+P <sub>MI</sub> ·(E <sub>I1</sub> -1)))	0.88	0.78	

Ver **tabla F.7.**

Ver **tabla 2.4** del **Capítulo 2**. Los valores de la **tabla F.8** se obtienen por interpolación lineal.

Por fin, el valor de las intensidades de saturación de cada acceso de la intersección se calcula a través de la **tabla F.9**:

<b>Tabla F.9. Módulo de intensidades de saturación.</b>				
	N	S	E	O
Intensidad de saturación ideal ( $S_o$ )	1900	1900	1900	1900
Número de carriles (n)	1	1	2	2
Factor de ajuste por anchura del carril ( $f_A$ )	1.10	1.10	0.97	0.97
Factor de vehículos pesados ( $f_{VP}$ )	0.93	0.93	0.95	0.95
Factor de ajuste por inclinación de la rasante ( $f_i$ )	1.00	1.00	1.00	1.00
Factor de ajuste por estacionamiento <sup>1</sup> ( $f_e$ )	1.00	1.00	1.00	1.00
Factor de ajuste por bloqueo de autobuses ( $f_{bb}$ )	1.00	1.00	1.00	1.00
Factor de ajuste por tipo de área ( $f_a$ )	0.90	0.90	0.90	0.90
Factor de ajuste de giro a la derecha ( $f_{MD}$ )	0.89	0.89	0.99	0.99
Factor de ajuste de giro a la izquierda ( $f_{MI}$ )	0.88	0.78	0.64	0.81
Intensidad de saturación (S)	1370	1214	1997	2527

Puesto que no existen carriles de estacionamiento, este efecto no se tiene en cuenta valorando este factor igual a la unidad.

#### **d) Módulo de análisis de la capacidad.**

Se trata de obtener los parámetros más representativos del cruce:

<b>Tabla F.10. Módulo de análisis de la capacidad.</b>				
ACCESO	N	S	E	O
Intensidad ajustada ( $q_A$ )	667	466	840	875
Intensidad de saturación (S)	1370	1214	1997	2527
Duración del ciclo (C)	70	70	70	70
Tiempo de verde efectivo (g)	37	37	27	27
Relación de la intensidad de llegada ( $y=q_A/S$ )	0.49	0.38	0.42	0.35
Relación de verde efectivo ( $u=g/C$ )	0.53	0.53	0.39	0.39
Capacidad del grupo de carriles ( $Q=S \cdot u$ )	724	642	770	975
Grado de saturación ( $x=y/u$ )	0.92	0.73	1.09	0.90

Para identificar los movimientos críticos por el método de la **HCM**, simplemente hay que buscar aquéllos que posean mayor grado de saturación. Así, durante la fase **A** se ejecutan los movimientos **E** y **O**, siendo el primero el crítico al tener mayor grado de saturación. Análogamente, el movimiento **N** es el crítico en la fase **B**. De esta manera se obtiene:  $L=t_{pE}+t_{pN}=6$  seg,  $Y=y_E+y_N=0.42+0.49=0.91$ ,  $U=u_E+u_N=0.39+0.53=0.92$ ,  $X=Y/U=0.99$ .

Se puede comprobar que para un cruce tan sencillo como es el de este ejemplo, con una intersección semaforizada de dos fases y un tiempo perdido de 3 segundos por fase, se obtiene un grado de saturación  $X=0.99$ , es decir, peligrosamente cercano al punto de saturación total. De hecho, en el acceso **E** se tiene que  $x_E=1.09$ , es decir, en sobresaturación. Además los grados de saturación de los distintos accesos son distintos, lo que significa que el tiempo de verde no está asignado proporcionalmente a las demandas del tráfico.

*e) Módulo de análisis del nivel de servicio.*

La **tabla F.13** se recoge los cálculos necesarios para la estimación del nivel de servicio, pero antes es necesario recordar dos tablas vistas en el Capítulo 3:

<b>Tabla F.11. Niveles de servicio.</b>	
NIVEL DE SERVICIO	DEMORA MEDIA EN PARADA POR VEHICULO (seg)
A	$\leq 5$ seg
B	de 5 a 15 seg
C	de 15 a 25 seg
D	de 25 a 40 seg
E	de 40 a 60 seg
F	$\geq 60$ seg

<b>Tabla F.12. Factor de ajuste de la demora FD.</b>						
RELACIÓN DE VERDE (u)	TIPO DE LLEGADA					
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>5</sub>	T <sub>6</sub>
0.2	1.167	1.007	1.000	1.000	0.833	0.750
0.3	1.286	1.063	1.000	0.986	0.714	0.571
0.4	1.445	1.136	1.000	0.885	0.555	0.333
0.5	1.667	1.240	1.000	0.767	0.000	0.000
0.6	2.601	1.395	1.000	0.576	0.000	0.000
0.7	2.556	1.653	1.000	0.256	0.000	0.000
Valor de m:	8	12	16	12	8	4

Tabla F.13. Módulo de análisis del nivel de servicio.					
PARÁMETRO	NOMENCLATURA Y CÁLCULO	N	S	E	O
Grado de saturación	x	0.92	0.73	1.09	0.90
Relación de verde efectivo	u	0.53	0.53	0.39	0.39
Demora uniforme <sup>1</sup>	$d_1=0.38 \cdot C \cdot (1-u)^2/(1-u \cdot \min(x,1))$	11.47	9.58	–	15.25
Tipo de llegada	T	3	3	4	2
Factor de calibración	m	16	16	12	12
Factor de ajuste de la demora	FD	1.00	1.00	0.90	1.13
Capacidad del grupo de carriles	Q	724	642	770	975
Demora incremental	$d_2=173 \cdot x^2 \cdot ((x-1)+\sqrt{(x-1)^2+m \cdot x/Q})$	12.23	2.93	–	6.33
Demora	$d=d_1 \cdot FD+ d_2$	23.70	12.51	–	23.56
Nivel de servicio	NS	C	B	–	C

Se recuerda que si un acceso verifica que  $x > 1$ , entonces su demora está indeterminada.

En general, el funcionamiento de la intersección es marginal y puede mejorarse (se recuerda que el acceso **E** está sobresaturado). Un diseño más equitativo requeriría detraer algún tiempo de la fase **B** para añadirlo a la fase **A**. Esto sólo puede conseguirse utilizando un proceso iterativo de ensayo y error.

G. Dado el plan de fases de la figura G.1 y los datos de la tabla G.1, calcular el ciclo y el reparto usando el método del HCM.

Figura G.1. Plan de fases.

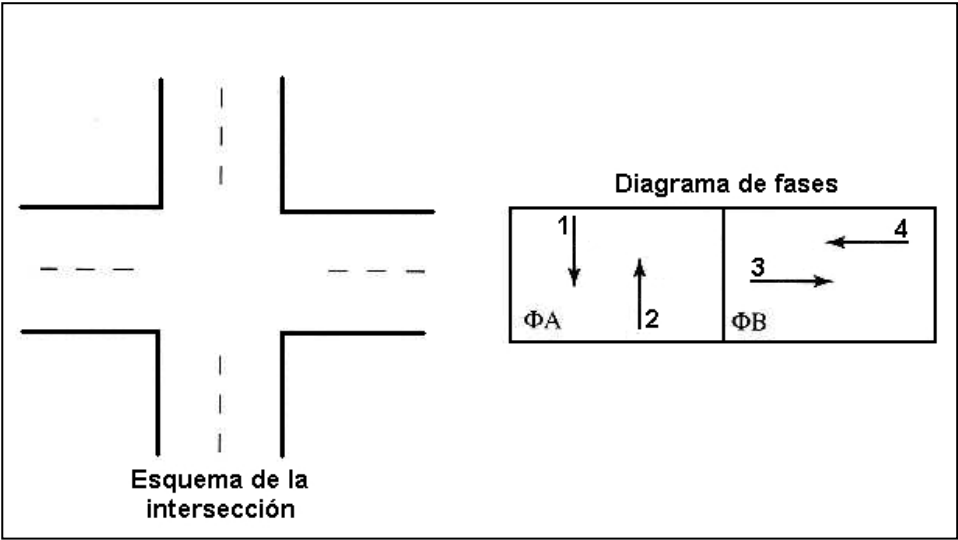
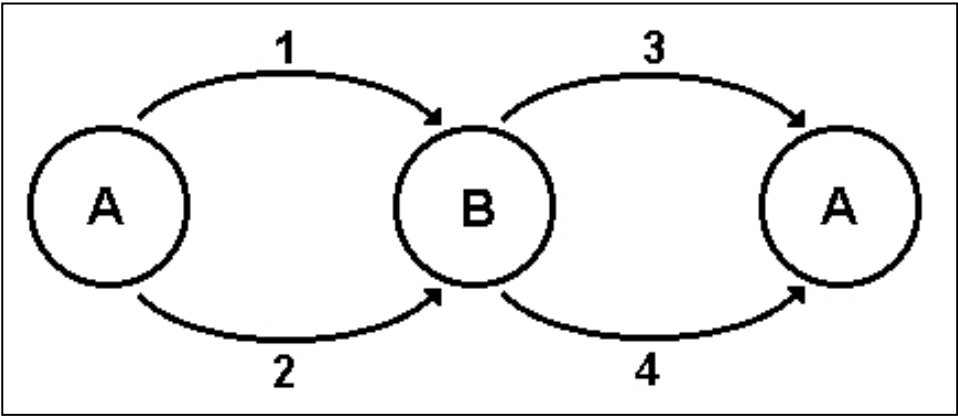


Tabla G.1. Datos del ejercicio.					
	MOVIMIENTOS	FASE INICIAL	FASE FINAL	y	t <sub>p</sub> (seg)
Caso a	1	A	B	0.45	4.00
	2	A	B	0.45	4.00
	3	B	A	0.35	4.00
	4	B	A	0.35	4.00
Caso b	1	A	B	0.55	4.00
	2	A	B	0.55	4.00
	3	B	A	0.15	4.00
	4	B	A	0.15	4.00

Figura G.2. Diagrama de movimientos críticos.



**Caso a.**

En este sencillo ejemplo de una intersección en cruz con un plan de dos fases se supone que los movimientos que transcurren durante la misma fase poseen igual relación de intensidad de llegada ( $y=q/S$ ), de manera que los críticos serán el **1** (o el **2**) y el **3** (o el **4**), ya que la metodología del **HCM** establece los movimientos críticos como aquellos que poseen mayor relación de intensidad.

A continuación se calcula la duración del ciclo a través de la expresión obtenida en el apartado 3.2.1, en la que se asume que  $X=X_p=0.90$ :

$$C = L \cdot \frac{X}{X - \sum_{\text{mov.crit.}} (y)} = 8 \cdot \frac{0.90}{0.90 - (0.45 + 0.35)} = 72 \text{ seg}$$

Redondeando el valor obtenido: **C=70 seg**. Ahora se debe calcular el grado de saturación de la intersección:

$$X = \frac{C}{C - L} \cdot \sum_{\text{mov.crit.}} (y) = \frac{70}{70 - 8} \cdot (0.45 + 0.35) = 0.90$$

Así, el reparto de los tiempos de verde es el siguiente:

$$\begin{aligned} g_1 &= y_1 \cdot \left( \frac{C}{X} \right) = 0.45 \cdot \left( \frac{70}{0.90} \right) = 35 \text{ seg} \\ g_3 &= y_3 \cdot \left( \frac{C}{X} \right) = 0.35 \cdot \left( \frac{70}{0.90} \right) = 27 \text{ seg} \end{aligned}$$

Obsérvese que se cumple la “continuidad” de las fases del ciclo:  
**C=(g<sub>1</sub>+t<sub>p1</sub>)+(g<sub>3</sub>+t<sub>p3</sub>)=(35+4.00)+(27+4.00)=70.00 seg.**

Utilizando el otro criterio de reparto del tiempo de verde expuesto por el **HCM** (que consiste en asignar al acceso de menor nivel un tiempo de verde igual al mínimo que necesite y el resto de verde al acceso de mayor importancia) se tiene que:

$$g_3 = y_3 \cdot \left( \frac{C}{x} \right) = 0.35 \cdot \left( \frac{70}{1.00} \right) = 24.5 \text{ seg}$$

$$g_1 = C - g_3 - L = 70.0 - 24.5 - 8.0 = 37.5 \text{ seg}$$

**Caso b.**

En esta ocasión la duración del ciclo es la siguiente:

$$C = L \cdot \frac{X}{X - \sum_{\text{mov.crit.}} (y)} = 8 \cdot \frac{0.90}{0.90 - (0.55 + 0.15)} = 36 \text{ seg}$$

Redondeando, **C=35 seg**. El grado de saturación de la intersección vale:

$$X = \frac{C}{C - L} \cdot \sum_{\text{mov.crit.}} (y) = \frac{35}{35 - 8} \cdot (0.55 + 0.15) = 0.91$$

Así, el reparto de los tiempos de verde es el siguiente:

$$g_1 = y_1 \cdot \left( \frac{C}{X} \right) = 0.55 \cdot \left( \frac{35}{0.91} \right) = 21 \text{ seg}$$

$$g_3 = y_3 \cdot \left( \frac{C}{X} \right) = 0.15 \cdot \left( \frac{35}{0.91} \right) = 6 \text{ seg}$$

Verificando la “continuidad” de las fases del ciclo: **C=(21+4)+(6+4)=35 seg**. Si se utiliza el otro criterio de reparto del tiempo de verde:

$$g_3 = y_3 \cdot \left( \frac{C}{x} \right) = 0.15 \cdot \left( \frac{35}{1.00} \right) = 5 \text{ seg}$$

$$g_1 = C - g_3 - L = 35 - 5 - 8 = 22 \text{ seg}$$

Obsérvese que el tiempo de verde del movimiento **3** es solamente 1 segundo superior que su tiempo perdido, de manera que resulta conveniente aumentar la duración del ciclo. Imponiendo un ciclo **C=55 seg**.



$$X = \frac{C}{C-L} \cdot \sum_{\text{mov.crit.}} \left( \frac{q}{S} \right) = \frac{55}{55-8} \cdot (0.55 + 0.15) = 0.82$$

El reparto de los tiempos de verde queda de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} g_1 &= y_1 \cdot \left( \frac{C}{X} \right) = 0.55 \cdot \left( \frac{55}{0.82} \right) = 37 \text{ seg} \\ g_3 &= y_3 \cdot \left( \frac{C}{X} \right) = 0.15 \cdot \left( \frac{55}{0.82} \right) = 10 \text{ seg} \end{aligned}$$

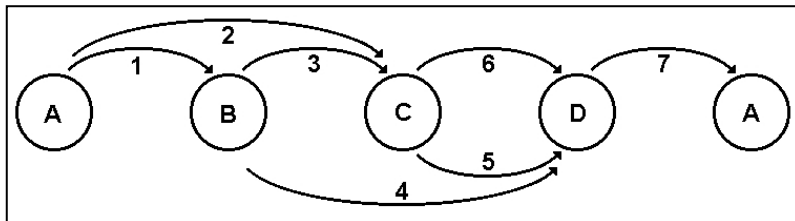
Verificada la “continuidad” ( $C=(37+4)+(10+4)=55 \text{ seg}$ ), se puede probar el reparto del tiempo de verde por el segundo método visto, de manera que:

$$\begin{aligned} g_3 &= y_3 \cdot \left( \frac{C}{X} \right) = 0.15 \cdot \left( \frac{55.00}{1.00} \right) = 8 \text{ seg} \\ g_1 &= C - g_3 - L = 55 - 8 - 8 = 39 \text{ seg} \end{aligned}$$

**H. Dado el diagrama de movimientos críticos de la figura H.1 y los datos de la tabla H.1, realizar el análisis de la intersección usando el método del HCM.**

Tabla H.1. Datos del ejercicio.							
Mov.	I (seg)	G <sub>m</sub> (seg)	q (veh/h)	S (veh/h)	y	t <sub>p</sub> (seg)	g <sub>m</sub> (seg)
1 (AB)	4.00	7.00	640	3200	0.20	3.00	8.00
2 (AC)	4.00	7.00	900	3000	0.30	3.00	8.00
3 (BC)	9.00	7.00	225	1500	0.15	8.00	8.00
4 (BD)	9.00	7.00	640	1600	0.40	8.00	8.00
5 (CD)	7.00	7.00	225	1500	0.15	6.00	8.00
6 (CD)	7.00	7.00	300	3000	0.10	6.00	8.00
7 (DA)	4.00	7.00	160	1600	0.10	3.00	8.00

**Figura H.1. Diagrama de movimientos críticos.**



### Resolución.

En primer lugar se deben localizar los movimientos críticos a través de la relación de intensidad de llegada (**y**):

Tabla H.2. Relación de intensidad de llegada.		
MOVIMIENTOS	FASES	y
1 – 3 – 5 – 7	A – B – C – D – A	$y_1 + y_3 + y_5 + y_7 = 0.60$
1 – 4 – 7	A – B – D – A	$y_1 + y_4 + y_7 = 0.70$
2 – 5 – 7	A – C – D – A	$y_2 + y_5 + y_7 = 0.55$

El movimiento **6** puede descartarse al ser  $y_6 < y_5$ .

Los movimientos críticos son el **1**, el **4** y el **7** (igual que usando la metodología del **ARR**), y serán ellos los que determinen el ciclo y el reparto de la intersección. Así, el valor del ciclo se calcula como (siendo  $X = X_p = 0.9$ ,  $L = t_{p1} + t_{p4} + t_{p7} = 3 + 8 + 3 = 14$  seg):

$$C = L \cdot \frac{X}{X - \sum_{\text{mov.crit.}} (y)} = 14 \cdot \frac{0.90}{0.90 - 0.70} = 63 \text{ seg}$$

Redondeando, **C=65 seg (75 seg según la ARR)**. El grado de saturación vale:

$$X = \frac{C}{C-L} \cdot \sum_{\text{mov.crit.}} (y) = \frac{65}{65-14} \cdot 0.70 = 0.89$$

Así, el reparto de los tiempos de verde de los movimientos críticos es el siguiente:

$$\begin{aligned} g_1 &= y_1 \cdot C / X = 0.20 \cdot 65 / 0.89 = 15 \text{ seg} \\ g_4 &= y_4 \cdot C / X = 0.40 \cdot 65 / 0.89 = 29 \text{ seg} \\ g_7 &= y_7 \cdot C / X = 0.10 \cdot 65 / 0.89 = 7 \text{ seg} \end{aligned}$$

Como el tiempo de verde del movimiento **7** es inferior a su tiempo de verde efectivo mínimo, se asume que  **$g_7 = g_{m7} = 8.00$  seg** y, tras aplicar continuidad ( **$C = g_1 + g_4 + g_7 + L$** ,  **$g_1 + g_4 = 65 - 8 - 14 = 43$  seg**), se reparten los movimientos proporcionalmente a la relación de intensidad:  **$g_1 = 0.20 \times 43 / (0.20 + 0.40) = 14.30$  seg** y  **$g_4 = 0.40 \times 43 / (0.20 + 0.40) = 28.70$  seg**. El cálculo del tiempo de verde de los movimientos **3** y **5** es similar: primero se aplica continuidad ( **$g_4 + t_{p4} = (g_3 + t_{p3}) + (g_5 + t_{p5})$** ,  **$g_3 + g_5 = 22.70$  seg**) y luego se reparte el tiempo ( **$g_3 = 0.15 \times 22.70 / (0.15 + 0.15) = 11.35$  seg**,  **$g_6 = 0.15 \times 22.70 / (0.15 + 0.15) = 11.35$  seg** y  **$g_6 = g_5 = 11.35$  seg**). El movimiento **2** se despeja como:  **$g_2 + t_{p2} = (g_1 + t_{p1}) + (g_3 + t_{p3})$** ,  **$g_2 = (14.30 + 3) + (11.35 + 8) - 3 = 33.65$  seg**. A continuación se efectúa el análisis de los movimientos y se comparan los resultados obtenido por las dos metodologías (compruébese que los críticos son los de mayor grado de saturación):

Tabla H.3. Análisis de los movimientos.									
Mov.	g (ARR)	g (HCM)	y	x (ARR)	x (HCM)	I	t <sub>p</sub>	G (ARR)	G (HCM)
1 (AB)	17.43	14.30	0.20	0.86	0.91	4.00	3.00	16.43	13.30
2 (AC)	39.86	33.65	0.30	0.56	0.58	4.00	3.00	38.86	32.65
3 (BC)	14.43	11.35	0.15	0.73	0.86	9.00	8.00	13.43	10.35
4 (BD)	34.86	28.70	0.40	0.86	0.91	9.00	8.00	33.86	27.70
5 (CD)	14.43	11.35	0.15	0.78	0.86	7.00	6.00	13.43	10.35
6 (CD)	14.43	11.35	0.10	0.52	0.57	7.00	6.00	13.43	10.35
7 (DA)	8.71	8.00	0.10	0.86	0.81	4.00	3.00	7.71	7.00

Tabla H.4. Análisis de las fases.					
FASE	I	G	F	F+I	F+I+G
A	4.00	13.30	0.00	4.00	17.30
B	9.00	10.35	17.30	26.30	36.65
C	7.00	10.35	36.65	43.65	54.00
D	4.00	7.00	54.00	58.00	65.00

Si se adopta un ciclo de **75 segundos**, el grado de saturación y el reparto de los movimientos críticos es el siguiente:

$$X = \frac{C}{C - L} \cdot \sum_{\text{mov. crit.}} (y) = \frac{75}{75 - 14} \cdot 0.70 = 0.86$$

$$\begin{aligned} g_1 &= y_1 \cdot C / X = 0.20 \cdot 75 / 0.86 = 17.4 \text{ seg} \\ g_4 &= y_4 \cdot C / X = 0.40 \cdot 75 / 0.86 = 34.8 \text{ seg} \\ g_7 &= y_7 \cdot C / X = 0.10 \cdot 75 / 0.86 = 8.8 \text{ seg} \end{aligned}$$

Por continuidad:  $g_4 + t_{p4} = (g_3 + t_{p3}) + (g_5 + t_{p5})$ ,  $g_3 + g_5 = 28.8 \text{ seg}$ . Repartiendo proporcionalmente a la relación de intensidad:  $g_3 = 0.15 \times 28.8 / (0.15 + 0.15) = 14.4 \text{ seg}$  y  $g_5 = 0.15 \times 28.8 / (0.15 + 0.15) = 14.4 \text{ seg}$  (y  $g_6 = g_5 = 14.4 \text{ seg}$ ). Para el movimiento 2 se tiene que:  $g_2 + t_{p2} = (g_1 + t_{p1}) + (g_3 + t_{p3})$ ,  $g_2 = (17.4 + 3) + (14.4 + 8) - 3 = 39.8 \text{ seg}$ .

Tabla H.5. Análisis de los movimientos.									
Mov.	g (ARR)	g (HCM)	y	x (ARR)	x (HCM)	I	t <sub>p</sub>	G (ARR)	G (HCM)
1 (AB)	17.43	17.4	0.20	0.86	0.86	4.00	3.00	16.43	16.4
2 (AC)	39.86	39.8	0.30	0.56	0.57	4.00	3.00	38.86	38.8
3 (BC)	14.43	14.4	0.15	0.73	0.78	9.00	8.00	13.43	13.4
4 (BD)	34.86	34.8	0.40	0.86	0.86	9.00	8.00	33.86	33.8
5 (CD)	14.43	14.4	0.15	0.78	0.78	7.00	6.00	13.43	13.4
6 (CD)	14.43	14.4	0.10	0.52	0.52	7.00	6.00	13.43	13.4
7 (DA)	8.71	8.8	0.10	0.86	0.85	4.00	3.00	7.71	7.8

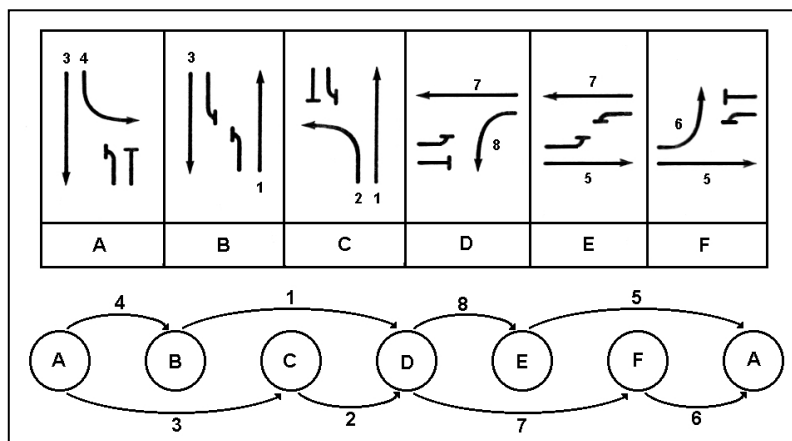
Tabla H.6. Análisis de las fases.					
FASE	I	G	F	F+I	F+I+G
A	4	16.4	0.0	4.0	20.4
B	9	13.4	20.4	29.4	42.8
C	7	13.4	42.8	49.8	63.2
D	4	7.8	63.2	67.2	75.0

Puede observarse como el reparto por la metodología del **HCM** se asemeja bastante al de la **ARR** (sobre todo en los movimientos críticos) cuando se utiliza el mismo ciclo de cálculo. La principal diferencia entre ambos métodos radica en el cómputo del ciclo. Generalmente, el Manual de Capacidad estima ciclos muy cortos que provocarán situaciones peligrosamente cercanas a la saturación.

**I. Dado el diagrama de movimientos críticos de la figura I.1 y los datos de la tabla I.1, realizar el análisis de la intersección usando el método del HCM.**

Tabla I.1. Datos del ejercicio.							
Mov.	I (seg)	G <sub>m</sub> (seg)	q (veh/h)	S (veh/h)	y	t <sub>p</sub> (seg)	g <sub>m</sub> (seg)
1 (BD)	4.00	6.00	540	3030	0.18	4.00	6.00
2 (CD)	4.00	6.00	115	1570	0.07	4.00	6.00
3 (AC)	4.00	6.00	320	3030	0.11	4.00	6.00
4 (AB)	4.00	6.00	65	1570	0.04	4.00	6.00
5 (EA)	4.00	6.00	395	4170	0.09	4.00	6.00
6 (FA)	4.00	6.00	35	1570	0.02	4.00	6.00
7 (DF)	4.00	6.00	775	4120	0.19	4.00	6.00
8 (DE)	4.00	6.00	100	1510	0.07	4.00	6.00

**Figura I.1. Diagrama de movimientos críticos.**



### Resolución.

Localizando los movimientos críticos a través de la relación de intensidad (**y**):

Tabla I.2. Relación de intensidad de llegada.		
MOVIMIENTOS	FASES	y
4 - 1 - 8 - 5	A - B - D - E - A	$y_4 + y_1 + y_8 + y_5 = 0.38$
4 - 1 - 7 - 6	A - B - D - F - A	$y_4 + y_1 + y_7 + y_6 = 0.43$
3 - 2 - 8 - 5	A - C - D - E - A	$y_3 + y_2 + y_8 + y_5 = 0.34$
3 - 2 - 7 - 6	A - C - D - F - A	$y_3 + y_2 + y_7 + y_6 = 0.39$

En principio, los movimientos críticos son el **1, 4, 6 y 7**, por lo que el valor del ciclo se calcula como (siendo **X=X<sub>p</sub>=0.9**, **L=t<sub>p1</sub>+ t<sub>p4</sub>+ t<sub>p6</sub>+ t<sub>p7</sub>=16 seg**):

$$C = L \cdot \frac{X}{X - \sum_{\text{mov.crit.}} (y)} = 16 \cdot \frac{0.90}{0.90 - 0.43} = 30.64 \text{ seg}$$

Redondeando, resulta un ciclo de **30 seg** (por el método de la **ARR** se obtenían **60 seg**). El grado de saturación de la intersección vale:

$$X = \frac{C}{C - L} \cdot \sum_{\text{mov.crit.}} (y) = \frac{30}{30 - 16} \cdot 0.43 = 0.92$$

Así, el reparto de los tiempos de verde de los movimientos críticos es el siguiente:

$$\begin{aligned} g_1 &= y_1 \cdot C / X = 0.18 \cdot 30 / 0.92 = 5.85 \text{ seg} \\ g_4 &= y_4 \cdot C / X = 0.04 \cdot 30 / 0.92 = 1.30 \text{ seg} \\ g_6 &= y_6 \cdot C / X = 0.02 \cdot 30 / 0.92 = 0.65 \text{ seg} \\ g_7 &= y_7 \cdot C / X = 0.19 \cdot 30 / 0.92 = 6.20 \text{ seg} \end{aligned}$$

Como puede observarse, todos los tiempos de verde obtenidos son inferiores a los tiempos de verde mínimos. Esto es debido a que el ciclo de cálculo empleado es excesivamente bajo. Si se utiliza un ciclo de **60 seg** se obtiene:

$$X = \frac{C}{C - L} \cdot \sum_{\text{mov.crit.}} (y) = \frac{60}{60 - 16} \cdot 0.43 = 0.59$$

$$\begin{aligned} g_1 &= y_1 \cdot C / X = 0.18 \cdot 60 / 0.59 = 19 \text{ seg} \\ g_4 &= y_4 \cdot C / X = 0.04 \cdot 60 / 0.59 = 4 \text{ seg} \\ g_6 &= y_6 \cdot C / X = 0.02 \cdot 60 / 0.59 = 2 \text{ seg} \\ g_7 &= y_7 \cdot C / X = 0.19 \cdot 60 / 0.59 = 19 \text{ seg} \end{aligned}$$

Estos resultados ya están más próximos a los obtenidos por la metodología de la **ARR**, donde también los movimientos **4** y **6** están determinados por su tiempo de verde mínimo ( **$g_4 = g_{m4} = 6 \text{ seg}$**  y  **$g_6 = g_{m6} = 6 \text{ seg}$** ).

Así, como  $C = g_1 + g_4 + g_6 + g_7 + L$ , se ha de verificar que  $g_1 + g_7 = 60 - 6 - 6 - 16 = 32$  seg, y repartiendo el tiempo proporcionalmente a la relación de intensidad de llegada,  $g_1 = 0.18 \times 32 / (0.18 + 0.19) = 15.6$  seg y  $g_7 = 0.19 \times 32 / (0.18 + 0.19) = 16.4$  seg. Para los movimientos 2 y 3:  $(g_2 + t_{p2}) + (g_3 + t_{p3}) = (g_1 + t_{p1}) + (g_4 + t_{p4})$ ,  $g_2 + g_3 = 21.6$  seg;  $g_2 = 0.07 \times 21.6 / (0.07 + 0.11) = 8.4$  seg y  $g_3 = 0.11 \times 21.6 / (0.07 + 0.11) = 13.2$  seg. Además:  $(g_8 + t_{p8}) + (g_5 + t_{p5}) = (g_7 + t_{p7}) + (g_6 + t_{p6})$ ,  $g_8 + g_5 = 22.4$ ;  $g_8 = 0.07 \times 22.4 / (0.07 + 0.09) = 9.8$  seg y  $g_5 = 0.09 \times 22.4 / (0.07 + 0.09) = 12.6$  seg.

Tabla I.3. Análisis de los movimientos.									
Mov.	g (ARR)	g (HCM)	y	x (ARR)	x (HCM)	I	t <sub>p</sub>	G (ARR)	G (HCM)
1 (BD)	15.63	15.6	0.18	0.69	0.69	4.00	4.00	15.63	15.6
2 (CD)	6.00	8.4	0.07	0.70	0.50	4.00	4.00	6.00	8.4
3 (AC)	15.63	13.2	0.11	0.42	0.50	4.00	4.00	15.63	13.2
4 (AB)	6.00	6.0	0.04	0.40	0.40	4.00	4.00	6.00	6.0
5 (EA)	16.37	12.6	0.09	0.33	0.43	4.00	4.00	16.37	12.6
6 (FA)	6.00	6.0	0.02	0.20	0.20	4.00	4.00	6.00	6.0
7 (DF)	16.37	16.4	0.19	0.70	0.70	4.00	4.00	16.37	16.4
8 (DE)	6.00	9.8	0.07	0.70	0.43	4.00	4.00	6.00	9.8

Para analizar la duración de las fases (se supone que el tiempo perdido en cada fase es también de 4 segundos) se aplica de nuevo continuidad. Es evidente que la fase **B** verifica:  $g_B = g_3 + t_{p3} - (g_4 + t_{p4}) - t_{pB} = g_1 + t_{p1} - (g_2 + t_{p2}) - t_{pE} = 3.2$  seg. Para la fase **E** se cumplirá que:  $g_E = g_5 + t_{p5} - (g_6 + t_{p6}) - t_{pE} = g_7 + t_{p7} - (g_8 + t_{p8}) - t_{pE} = 2.6$  seg.

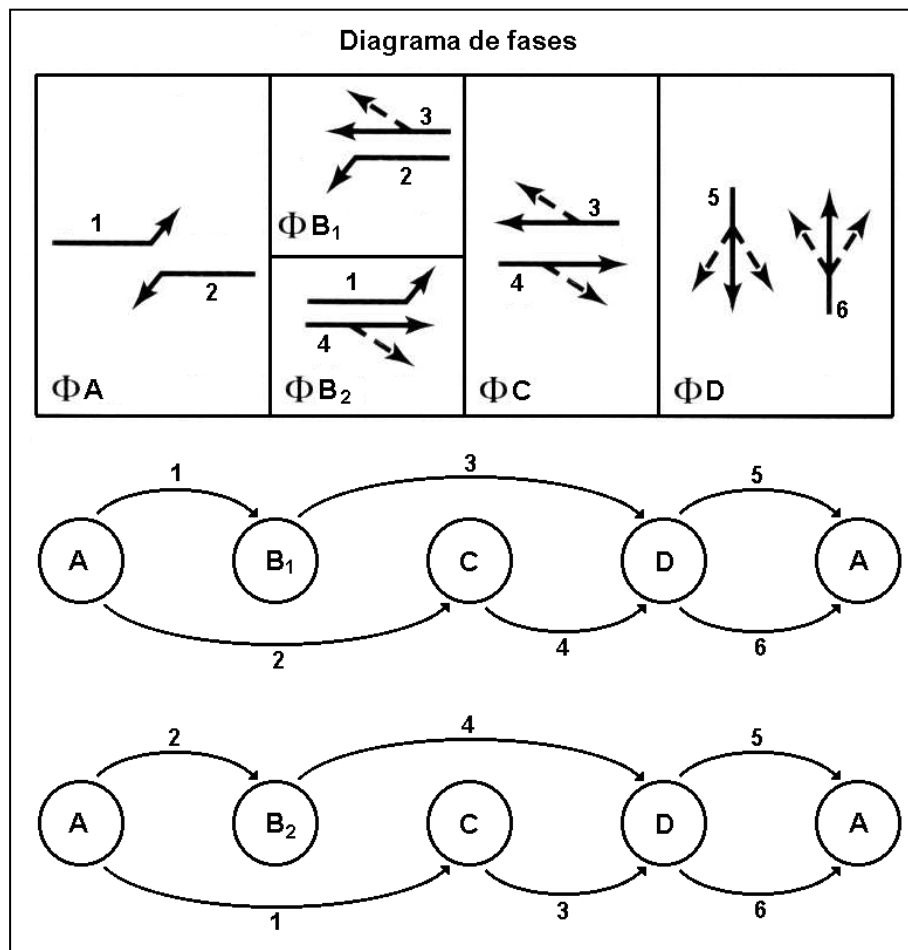
Tabla I.4. Análisis de las fases.					
FASE	I	G	F	F+I	F+I+G
A	4.0	6.0	0.0	4.0	10.0
B	4.0	3.2	10.0	14.0	17.2
C	4.0	8.4	17.2	21.2	29.6
D	4.0	9.8	29.6	33.6	43.4
E	4.0	2.6	43.4	47.4	50.0
F	4.0	6.0	50.0	54.0	60.0

De esta forma, ante una intersección con un plan de fases complejo es aconsejable utilizar la metodología de la **ARR**, mientras que para analizar planes con dos o tres fases simplifica los cálculos y se obtienen similares resultados utilizando las directrices del **HCM**. Obsérvese, además, que aparecen de nuevo fases con un tiempo de verde muy reducido, consecuencia del uso de grupos semafóricos en los que los tiempos de verde mínimo son establecidos por movimientos en vez de quedar definidos a partir de las fases.

**J. Dado el diagrama de movimientos críticos de la figura J.1 y los datos de la tabla J.1, realizar el análisis de la intersección usando el método del HCM.**

Tabla J.1. Datos del ejercicio.					
GRUPO DE CARRILES		FASE INICIAL	FASE FINAL	y	t <sub>p</sub> (seg)
Opción 1	1	A	B	0.10	3
	2	A	C	0.17	3
	3	B	D	0.48	3
	4	C	D	0.43	3
	5	D	A	0.22	3
	6	D	A	0.26	3
Opción 2	1	A	C	0.10	3
	2	A	B	0.17	3
	3	C	D	0.48	3
	4	B	D	0.43	3
	5	D	A	0.22	3
	6	D	A	0.26	3

Figura J.1. Diagrama de movimientos críticos.



**Resolución.**



En esta ocasión la **figura J.1** muestra un problema donde existe una fase opcional: la fase **B** es un verde adelantado para el acceso **SE** o el **SO**. En primer lugar se trabajará con la opción de cuatro fases **A, B1, C, D**. Localizando los movimientos críticos a través de la relación de intensidad (**y**):

<b>Tabla J.2. Relación de intensidad de llegada.</b>		
MOVIMIENTOS	FASES	y
1 – 3 – 6	A – B1 – D – A	$y_1 + y_3 + y_5 = 0.84$
2 – 4 – 6	A – C – D – A	$y_2 + y_4 + y_6 = 0.86$

Los movimientos críticos son el **2, 4, y 6**, por lo que el valor del ciclo se calcula como (siendo **X=X<sub>p</sub>=0.95**, **L=t<sub>p2</sub>+ t<sub>p4</sub>+ t<sub>p6</sub>=9 seg**):

$$C = L \cdot \frac{X}{X - \sum_{\text{mov.crit.}} (y)} = 9 \cdot \frac{0.95}{0.95 - 0.86} = 95 \text{ seg}$$

El grado de saturación de la intersección será de **0.95** pues no se ha redondeado el resultado. Así, el reparto de los tiempos de verde de los movimientos críticos es el siguiente:

$$\begin{aligned} g_2 &= y_2 \cdot C / X = 0.17 \cdot 95 / 0.95 = 17 \text{ seg} \\ g_4 &= y_4 \cdot C / X = 0.43 \cdot 95 / 0.95 = 43 \text{ seg} \\ g_6 &= y_6 \cdot C / X = 0.26 \cdot 95 / 0.95 = 26 \text{ seg} \end{aligned}$$

Para el resto de movimientos: **g<sub>5</sub>=g<sub>6</sub>=26 seg**; **(g<sub>1</sub>+t<sub>p1</sub>)+(g<sub>3</sub>+t<sub>p3</sub>)=(g<sub>2</sub>+t<sub>p2</sub>)+(g<sub>4</sub>+t<sub>p4</sub>)**, **g<sub>1</sub>+g<sub>3</sub>=60**, **g<sub>1</sub>=0.10×60/(0.10+0.48)=10 seg**, **g<sub>3</sub>=0.48×60/(0.10+0.48)=50 seg**. Para obtener la duración de las fases: **g<sub>B1</sub>=g<sub>2</sub>+t<sub>p2</sub>-(g<sub>1</sub>+t<sub>p1</sub>)-t<sub>pB1</sub>=(17+3)-(10+3)-3=4 seg** (o bien **g<sub>B1</sub>=g<sub>3</sub>+t<sub>p3</sub>-(g<sub>4</sub>+t<sub>p4</sub>)-t<sub>pB1</sub>=(50+3)-(43+3)-3=4 seg**). Con estos valores se efectúa el análisis de los movimientos y de las fases:

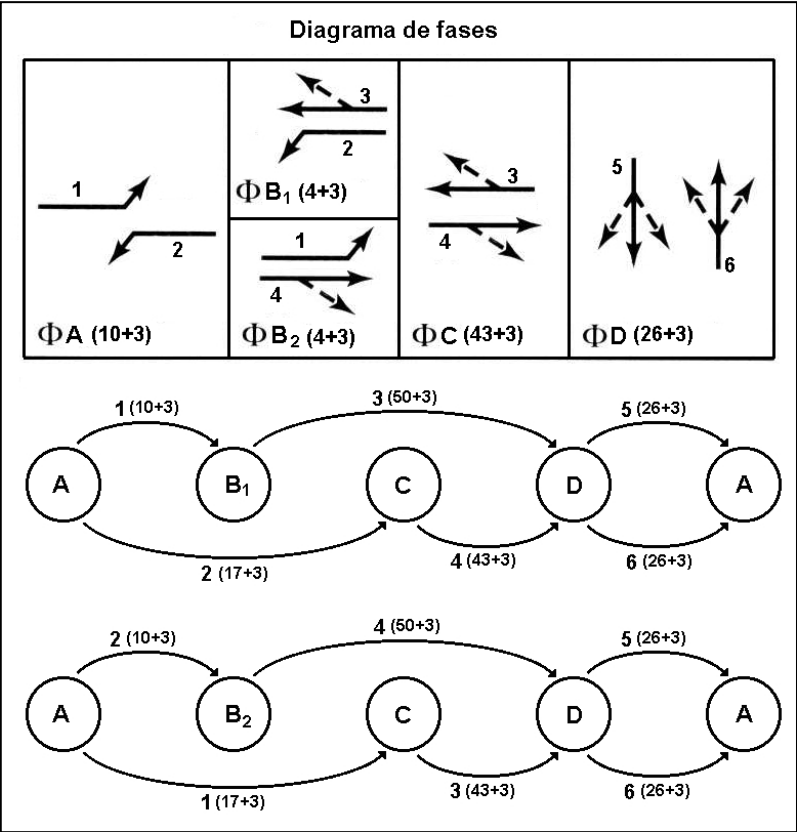
<b>Tabla J.3. Análisis de los movimientos.</b>						
Mov.	g	y	x	l	t <sub>p</sub>	G
1 (AB1)	10	0.10	0.95	3	3	10
2 (AC)	17	0.17	0.95	3	3	17
3 (B1D)	50	0.48	0.91	3	3	50
4 (CD)	43	0.43	0.95	3	3	43
5 (DA)	26	0.22	0.80	3	3	26
6 (DA)	26	0.26	0.95	3	3	26

Tabla J.4. Análisis de las fases.					
FASE	I	G	F	F+I	F+I+G
A	3	10	0	3	13
B	3	4	13	16	20
C	3	43	20	23	66
D	3	26	66	69	95

Para resolver la otra opción (**A**, **B<sub>2</sub>**, **C**, **D**) basta con comparar ambos diagramas de movimientos críticos, de manera que:

Tabla J.5. Análisis de los movimientos.						
Mov.	g	y	X	I	t <sub>p</sub>	G
1 (AC)	17	0.17	0.95	3	3	17
2 (AB <sub>2</sub> )	10	0.18	1.71	3	3	10
3 (CD)	43	0.04	0.09	3	3	43
4 (B <sub>2</sub> D)	50	0.48	0.91	3	3	50
5 (DA)	26	0.09	0.33	3	3	26
6 (DA)	26	0.07	0.26	3	3	26

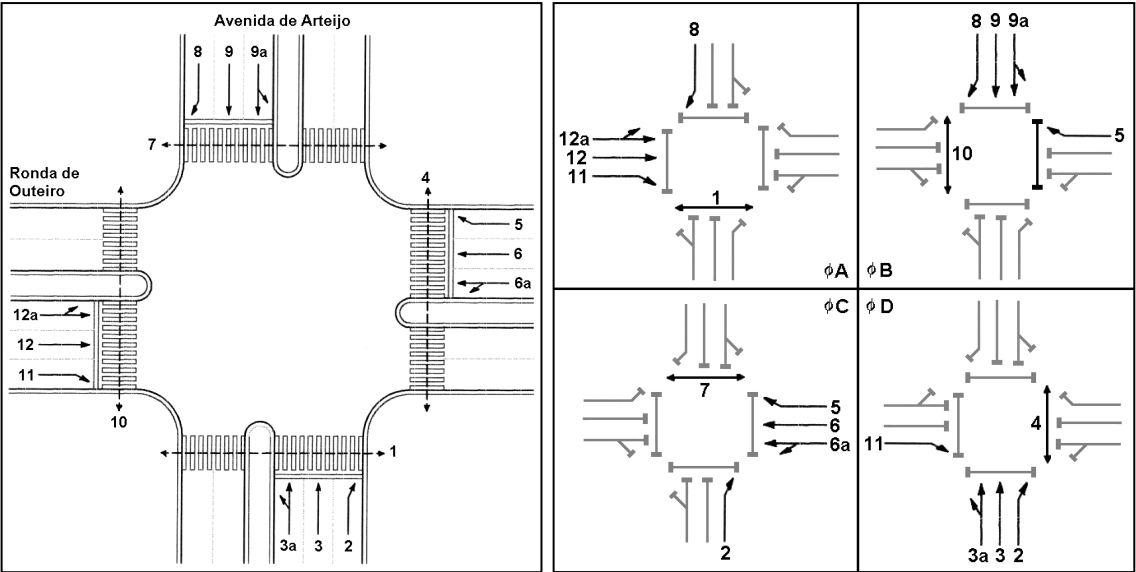
Figura J.2. Movimientos y tiempo de verde efectivo.



**K. Analizar la intersección situada entre las calles Ronda de Outeiro y Avenida de Arteixo (A Coruña). En ella se pueden distinguir 12 movimientos y 4 fases semafóricas. La geometría de la intersección está caracterizada por las siguientes dimensiones: medianas de 3.0 m; ancho total de la calzada formada por tres carriles de 10.5 m (3.5 m por carril); ancho de la calzada formada por dos carriles de 7.4 m (3.7 m por carril); la Avenida de Arteixo tiene una pendiente del 0% y la Ronda de Outeiro posee una pendiente neta del 2%.**

Tabla K.1. Distribución de movimientos.		
MOVIMIENTO	FASE INICIAL	FASE FINAL
1	A	B
2	C	A
3	D	A
4	D	A
5	B	D
6	C	D
7	C	D
8	A	C
9	B	C
10	B	C
11	D	B
12	A	B

Figura K.1. Esquema de la intersección. Movimientos y fases.



**Resolución.**

El análisis de una intersección semafórica existente necesita de cierto trabajo de campo, con el cual se persigue la medición in situ de un conjunto de datos imprescindibles para el desarrollo posterior de la investigación: periodo intermedio (**I**), tiempo de verde mínimo (**G<sub>m</sub>**), intensidad de llegada (**q**), tiempo perdido (**t<sub>p</sub>**).

En principio, se supondrá que el tiempo de verde efectivo mínimo ( $g_m$ ) es igual al tiempo de verde mínimo ( $G_m$ ). Además, se utilizará posteriormente *el grado de saturación práctico* ( $x_p$ ), cuyo valor recomendado por la **ARR** es de **0.9**. Sin embargo, un paso previo consiste en la determinación de la *intensidad de saturación* (**S**) de cada movimiento.

#### a) Obtención de la intensidad de saturación.

La metodología de cálculo de la intensidad de saturación ya ha sido expuesta en el *Capítulo 2*, así que simplemente se mostrarán los cálculos, efectuados siguiendo el procedimiento del **ARR**. Así, la segunda columna de la **tabla K.2** representa el *tipo de entorno* (en este caso, tipo C: condiciones adversas para el movimiento de vehículos) y el *tipo de carril* de cada movimiento, a partir de los cuales se obtiene la *intensidad de saturación ideal* ( $S_o$ ) que aparecen en la tercera columna. Para obtener la intensidad de saturación real es necesario estimar los *factores de corrección*, que dependen de la geometría de la intersección (factores de corrección por anchura y por pendiente) y del tráfico (factor de corrección por composición del tráfico).

<b>Tabla K.2. Obtención de la intensidad de saturación.</b>											
Mov.	(1)	$S_o$	%i	$f_g$	$q_{VL}$	$q_{VP}$	q (3)	$e_{i(VL)}$	$e_{i(VP)}$	$f_c$	S (2)
2	C/3	1270	0	1.00	100	3	103	1.25	2.50	1.29	987.25
3	C/1	1580	0	1.00	300	9	433	1.00	2.00	1.10	2835.33
3a	C/2	1550	0	1.00	120	4		1.25	2.50		
5	C/3	1270	+2	1.01	115	4	119	1.25	2.50	1.29	992.79
6	C/1	1580	+2	1.01	450	14	567	1.00	2.00	1.08	2936.05
6a	C/2	1550	+2	1.01	100	3		1.25	2.50		
8	C/3	1270	0	1.00	200	6	206	1.25	2.50	1.29	987.25
9	C/1	1580	0	1.00	350	10	463	1.00	2.00	1.09	2883.96
9a	C/2	1550	0	1.00	100	3		1.25	2.50		
11	C/3	1270	-2	0.99	150	5	155	1.25	2.50	1.29	974.41
12	C/1	1580	-2	0.99	350	11	515	1.00	2.00	1.11	2802.16
12a	C/2	1550	-2	0.99	150	4		1.25	2.50		

(1) En esta columna se muestra el tipo de entorno y el tipo de carril par cada movimiento.

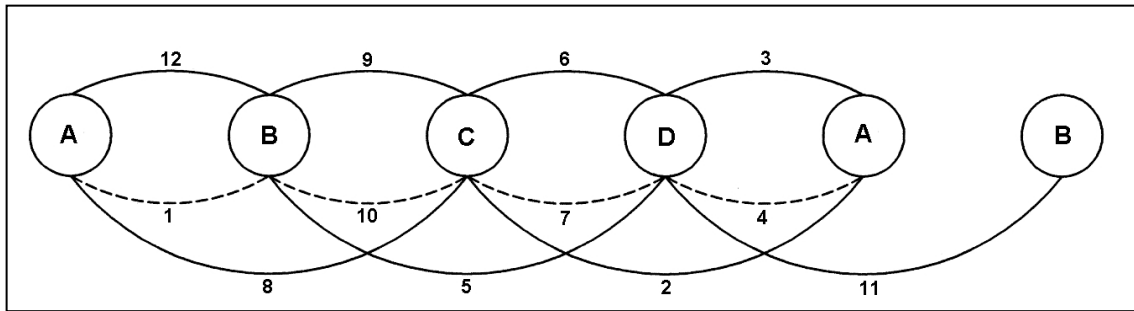
(2) El ancho de los carriles es en todos los casos de **3.5 m**, por lo que  $f_w = 1$ .

(3)  $q_{VL}$  es la intensidad de llegada de vehículos ligeros,  $q_{VP}$  es la intensidad de llegada de vehículos pesados, y  $q$  es la intensidad de llegada total (ligeros más pesados).

#### c) Búsqueda de los movimientos críticos.

En primer lugar se debe elaborar el *diagrama de búsqueda de movimientos críticos*, es decir, el esquema gráfico donde se muestra el comienzo y final de cada fase, y que permite distinguir los movimientos solapados de los no solapados.

Figura K.2. Diagrama de búsqueda de movimientos críticos.



Rápidamente se comprueba que los movimientos **2, 5, 8 y 11** son solapados, mientras que el resto son movimientos no solapados. A continuación se empleará el método propuesto por la **ARR** para la determinación de los movimientos críticos, basado en el cálculo del *tiempo requerido* (**t**) por cada movimiento.

Tabla K.3. Datos iniciales.

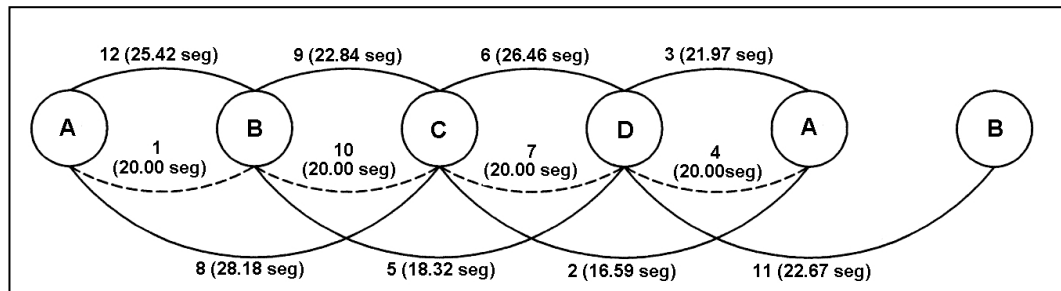
Mov.	FASE INICIAL	FASE FINAL	I (seg)	G <sub>m</sub> (seg)	q (veh/h)	S (veh/h)	t <sub>p</sub> (seg)	g <sub>m</sub> (1) (seg)
1	A	B	5.00	15.00		peatonal	5.00	15.00
2	C	A	5.00	8.00	103	987.25	5.00	8.00
3	D	A	5.00	8.00	433	2835.33	5.00	8.00
4	D	A	5.00	15.00		peatonal	5.00	15.00
5	B	D	5.00	8.00	119	992.79	5.00	8.00
6	C	D	5.00	8.00	567	2936.05	5.00	8.00
7	C	D	5.00	15.00		peatonal	5.00	15.00
8	A	C	5.00	8.00	206	987.25	5.00	8.00
9	B	C	5.00	8.00	463	2883.96	5.00	8.00
10	B	C	5.00	15.00		peatonal	5.00	15.00
11	D	B	5.00	8.00	155	974.41	5.00	8.00
12	A	B	5.00	8.00	515	2802.16	5.00	8.00

(1) Se supone que  $g_m = G_m + I - t_p$ .

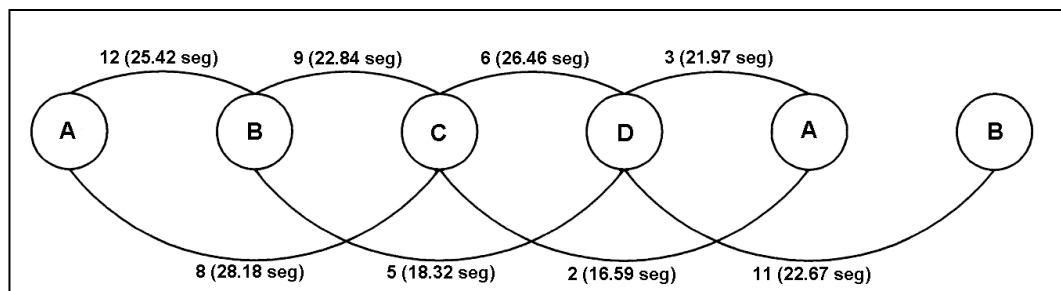
Tabla K.4. Tabla de búsqueda de movimientos críticos.

Mov.	y=q/S	u=y/x <sub>p</sub> (2)	100·u+t <sub>p</sub>	G <sub>m</sub> +I=g <sub>m</sub> +t <sub>p</sub>	t (seg)
1			peatonal	20.00	20.00
2	0.104	0.116	16.59	13.00	16.59
3	0.153	0.170	21.97	13.00	21.97
4			peatonal	20.00	20.00
5	0.120	0.133	18.32	13.00	18.32
6	0.193	0.215	26.46	13.00	26.46
7			peatonal	20.00	20.00
8	0.209	0.232	28.18	13.00	28.18
9	0.161	0.178	22.84	13.00	22.84
10			peatonal	20.00	20.00
11	0.159	0.177	22.68	13.00	22.68
12	0.184	0.204	25.42	13.00	25.42

(2) El grado de saturación práctico recomendado es **0.9** ( $x_p=0.9$ ).

**Figura K.3. Diagrama de búsqueda de movimientos críticos.**

El siguiente paso consiste en reducir el diagrama de búsqueda de movimientos críticos, comparando los tiempos requeridos de los movimientos que comparten el mismo comienzo y final de fase, y eliminando aquellos de menor tiempo requerido.

**Figura K.4. Diagrama reducido de búsqueda de movimientos críticos.**

Por fin, se calcula el tiempo requerido total (**T**) sumando los tiempos requeridos (**t**) para cada combinación posible de movimientos que abarquen el ciclo completo. Los críticos son aquellos que poseen el mayor valor de **T**.

<b>Tabla K.5. Tiempo requerido total.</b>	
MOVIMIENTOS	TIEMPO REQUERIDO
12 – 9 – 6 – 3	96.69
12 – 5 – 3	65.71
12 – 9 – 2	64.85
8 – 6 – 3	76.61
8 – 2	44.77
5 – 11	40.99
9 – 6 – 11	71.97

Como puede observarse, los movimientos críticos son el **3**, el **6**, el **9** y el **12**. Con ellos se establecerá el ciclo y se determinarán las características de la intersección:

<b>Tabla K.6. Características de la intersección.</b>		
Tiempo perdido		$L = t_{p3} + t_{p6} + t_{p9} + t_{p12} = 20.00$
Relación de intensidad		$Y = y_3 + y_6 + y_9 + y_{12} = 0.691$
Relación de tiempo de verde		$U = u_3 + u_6 + u_9 + u_{12} = 0.767$
Ciclo óptimo	Fórmula de Akcelik	$C_o = (6 + 1.6 \cdot L) / (1 - Y) = 123.0$
	Fórmula de Webster	$C_o = (5 + 1.5 \cdot L) / (1 - Y) = 113.3$
Ciclo práctico		$C_p = L / (1 - U) = 85.8$
Ciclo		$C = 110.0$
Grado de saturación		$X = Y / U = 0.901$

**d) Determinación de los tiempos de verde efectivo.**

El reparto del tiempo de duración del ciclo dependerá del tipo de movimiento que se produzca en la intersección. En este sentido, hay que distinguir si los movimientos son o no críticos. A continuación se recuerdan las fórmulas de cálculo del reparto:

- Movimientos críticos.

$$g = \max \left\{ g_m, \left( \frac{C - L}{U} \right) \cdot u \right\}$$

$g$  = Tiempo de verde efectivo de los movimientos críticos (seg).

$g_m$  = Tiempo de verde efectivo mínimo de los movimientos críticos (seg).

$C$  = Duración del ciclo (seg).

$L$  = Tiempo perdido en la intersección (seg).

$U$  = Relación de tiempo de verde de la intersección.

$u$  = Relación de verde efectivo.

<b>Tabla K.7. Tiempo de verde efectivo de los movimientos críticos.</b>				
Mov.	$u$	$(C - L) \cdot u / U$	$g_m$	$g$
3	0.170	19.95	8.00	19.95
6	0.215	25.22	8.00	25.22
9	0.178	20.89	8.00	20.89
12	0.204	23.94	8.00	23.94

- Movimientos solapados (2, 5, 8, 11). Simplemente se aplica continuidad entre las fases, por lo que  $g_8 + t_{p8} = (g_{12} + t_{p12}) + (g_9 + t_{p9})$ ,  $g_5 + t_{p5} = (g_9 + t_{p9}) + (g_6 + t_{p6})$ ,  $g_2 + t_{p2} = (g_6 + t_{p6}) + (g_3 + t_{p3})$  y  $g_{11} + t_{p11} = (g_3 + t_{p3}) + (g_{12} + t_{p12})$ . Despejando las ecuaciones se obtienen estos valores:  $g_8 = 49.83$  seg,  $g_5 = 51.12$  seg,  $g_2 = 50.18$  seg,  $g_{11} = 48.89$  seg. Los movimientos 1, 4, 7 y 10 son análogos a los críticos:  $g_1 = g_{12} = 23.94$  seg,  $g_4 = g_3 = 19.95$  seg,  $g_7 = g_6 = 25.22$  seg y  $g_{10} = g_9 = 20.89$  seg.

**e) Comprobación de los movimientos críticos.**

Todavía queda por comprobar que el ciclo escogido es válido para los movimientos críticos (es decir, si dichos movimientos siguen siendo críticos al aplicar el ciclo escogido) y, tras calcular los grados de saturación de los movimientos ( $x$ ), verificar si los movimientos no están saturados ( $x < x_p$ ,  $x < 1$ , e  $y < u$  para todos los movimientos).

<b>Tabla K.8. Cálculos para C=110 seg.</b>										
Mov.	FASE INICIAL	FASE FINAL	$t_p$	$u$	$C \cdot u + t_p$	$G_m + I = g_m + t_p$	$t$	$g$	$y$	$x = C \cdot y / g$
1	A	B	5.00	peatonal		20.00	20.00	23.94	peatonal	
2	C	A	5.00	0.116	17.76	13.00	17.76	50.18	0.104	0.228
3	D	A	5.00	0.170	23.70	13.00	23.70	19.95	0.153	0.844
4	D	A	5.00	peatonal		20.00	20.00	19.95	peatonal	
5	B	D	5.00	0.133	19.63	13.00	19.63	51.12	0.120	0.258
6	C	D	5.00	0.215	28.65	13.00	28.65	25.22	0.193	0.841
7	C	D	5.00	peatonal		20.00	20.00	25.22	peatonal	
8	A	C	5.00	0.232	30.52	13.00	30.52	49.83	0.209	0.461
9	B	C	5.00	0.178	24.58	13.00	24.58	20.89	0.161	0.848
10	B	C	5.00	peatonal		20.00	20.00	20.89	peatonal	
11	D	B	5.00	0.177	24.47	13.00	24.47	48.89	0.159	0.358
12	A	B	5.00	0.204	27.44	13.00	27.44	23.94	0.184	0.845

Observando la tabla se comprueba que la intersección no está saturada, pues  $x < x_p = 0.9$ ,  $x < 1$ , e  $y < u$  para todos los movimientos. Además, en la **tabla K.9** se vuelven a calcular los tiempos requeridos para verificar que los movimientos críticos siguen siendo críticos con el nuevo ciclo de cálculo:

<b>Tabla K.9. Tiempo requerido total.</b>	
MOVIMIENTOS	TIEMPO REQUERIDO
12 – 9 – 6 – 3	104.37
12 – 5 – 3	70.77
12 – 9 – 2	69.78
8 – 6 – 3	82.87
8 – 2	48.28
5 – 11	44.10
9 – 6 – 11	77.70

**f) Análisis final.**

Para terminar se deben estudiar en conjunto todos los movimientos, estimando para cada uno de ellos el periodo de verde y analizando las fases del ciclo semafórico. Para ello se recuerda que:



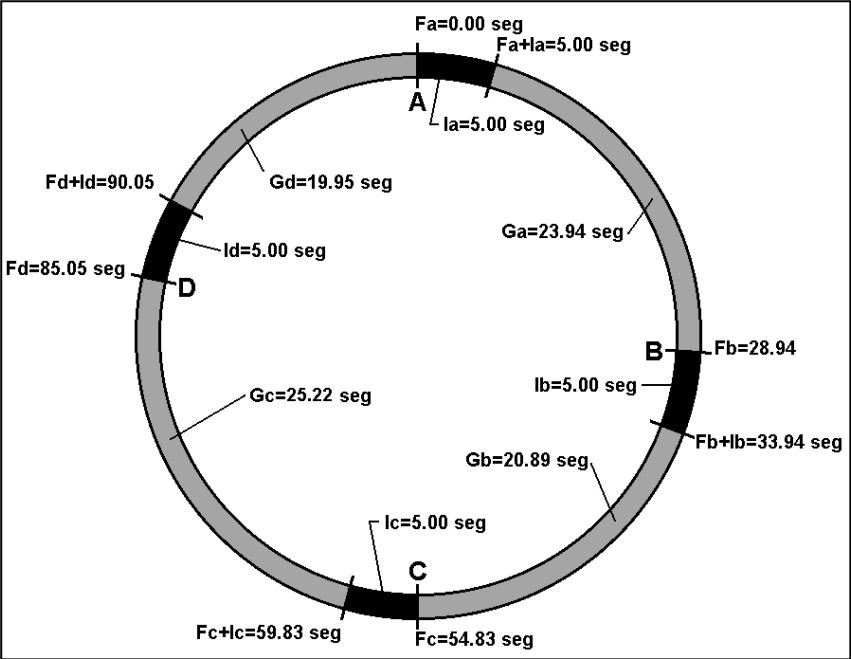
$$G = g + t_p - I$$

**G** = Periodo de verde (seg).  
**g** = Tiempo de verde efectivo (seg).  
**I** = Periodo intermedio (seg).  
**t<sub>p</sub>** = Tiempo perdido (seg).

Tabla K.10. Análisis de los movimientos.						
Mov.	FASE INICIAL	FASE FINAL	I	g	t <sub>p</sub>	G
1	A	B	5.00	23.94	5.00	23.94
2	C	A	5.00	50.18	5.00	50.18
3	D	A	5.00	19.95	5.00	19.95
4	D	A	5.00	19.95	5.00	19.95
5	B	D	5.00	51.12	5.00	51.12
6	C	D	5.00	25.22	5.00	25.22
7	C	D	5.00	25.22	5.00	25.22
8	A	C	5.00	49.83	5.00	49.83
9	B	C	5.00	20.89	5.00	20.89
10	B	C	5.00	20.89	5.00	20.89
11	D	B	5.00	48.89	5.00	48.89
12	A	B	5.00	23.94	5.00	23.94

Tabla K.11. Análisis de las fases.							
FASE	I	g	t <sub>p</sub>	G	F	F+I	F+I+G
A	5.00	23.94	5.00	23.94	0.00	5.00	28.94
B	5.00	20.89	5.00	20.89	28.94	33.94	54.83
C	5.00	25.22	5.00	25.22	54.83	59.83	85.05
D	5.00	19.95	5.00	19.95	85.05	90.05	110.00

Figura K.5. Diagrama del ciclo de la intersección.





## Bibliografía.

AENOR (1999). Norma Española Experimental UNE 135401-1: 1999 EX. Equipamiento para la señalización vial de tráfico. Reguladores de tráfico. Parte 1: Características funcionales.

AENOR (1999). Norma Española Experimental UNE 135401-2: 1999 EX. Equipamiento para la señalización vial de tráfico. Reguladores de tráfico. Parte 1: Métodos de prueba.

Atkinson, K. (1994). *Manual de Conservación de Carreteras. (versión española del manual en Inglés)*. Thomas Telford, Asociación Técnica de Carreteras.

Akcelik, R. (1995). *Traffic Signals Capacity and Timing Analysis*. ARR nº 123. 6<sup>th</sup> reprint. Australian Road Research Board. Australian Road Research Board Research Report

American Association of State Highway and Transportation Officials (1994). *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. AASHTO.

Austroroads (1993). *Traffic Signals. A Guide to the Design of Traffic Signals Installations*. Sydney.

Aymerich, M. (1989). *Capítulo 8. Elementos básicos de un sistema de control de tráfico*. Sistemas en la Ingeniería Civil. Identificación, optimización, control. Editor. José Rodellar. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de Catalunya.

Blanco Meana, M, A., Peck, P. (2001). *Sistema adaptativo de control de tráfico urbano, ITACA. Aprendiendo como usuario*. Carreteras 4<sup>a</sup> época núm. 115, Especial IRF París, 2001. Revista Técnica de la Asociación Española de Carreteras

Cal Mayor, R., Cárdenas G, J. (1995). *Ingeniería de Tránsito. Fundamentos y aplicaciones*. Alfaomega Grupo Editor.

Cohen, S. (1995). *Ingenierie du Trafic Routier. Eléments de théorie du trafic et applications*. Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Conesa Lucerga, M., García García, A. (1987). *Diseño Geométrico de Carreteras*. Universidad Politécnica de Valencia, Servicio de Publicaciones.

Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales (1968). *Recomendaciones para el proyecto de Intersecciones*. MOP.

Federación Española de Municipios y Provincias (1982). *Normativa de Señalización con Semáforos. Criterios de Instalación de Semáforos*.

Garber, N. J., Hoel, L.A. (1997). *Traffic and Highway Engineering*. Second edition. PWS Publishing Company.

García Matas, A (1999). *Diseño Funcional de fases de una intersección semaforizada*. Diploma de Postgrado. Planificación y Gestión de la Movilidad". Universidad Politécnica de Cataluña. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

García, R., Écija, A., Valcárcer, S. (1996). *Luz Ámbar. Historia gráfica de 75 años al servicio de la ciudad*. Ediciones la Librería.

Gardeta Oliveros, J. (1984). *Modelos de Tráfico Vial*. MOPU. Centro de estudios y Experimentación de Obras Públicas. Laboratorio de Carreteras y Geotecnia "José Luis Escario

Gardeta-Oliveros, J., Gardeta-Oliveros, G. (1995). *Manual de Capacidad de Carreteras*. Versión española de la obra "Highway Capacity Manual". Special Report N° 209 del Transportation Research Board. National Academy of Sciences de los Estados Unidos de America. Asociación Técnica de Carreteras. Comité Español de la A.I.P.C.R. Madrid.

Gerlough, D. L., M. J. (1975). *Traffic Flow Theory. A Monograph*. TRB Special Report 165. Transportation Research Board. National Research Council. National Academy Press. Washington, D.C.

Hincapié, C. M., Valencia Alaix, V. G. (2000). *Control inteligente en intersecciones semaforizadas accionadas por el tránsito*. Estudio de casos de Medellín. IV Congreso de Ingeniería del Transporte. Calidad e Innovación en los transportes. Volumen 3. pp.1299-1306.

Institution of Electrical Engineers (1996). *Eight international conference on Road Traffic Monitoring & Control. Conference publications number 422*, Savoy Place, London, UK.

Kell J. H., Fullerton, I.J. (1982). *Manual of Traffic Signal Design*. Second edition. ITE Institute of Transportation Engineers. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey 07632.

Kraemer, C., Sánchez Blanco, V., Rocci, S., Gardeta, J. (1997). *Carreteras I. Tráfico y Trazado*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Kraft, W. H. (1977). *Traffic Signal Control Systems. Maintenance Practices Management*. NCHRP Synthesis 245. A Synthesis of Highway Practice. National Cooperative Highway Research Program. Transportation Research Board. National Research Council. National Academy Press, Washington, D. C.

Mannering, F.L., Kilareski, P.L. (1990). *Principles of Highway Engineering and Traffic Analysis*. John Wiley & Sons.

Martínez Márquez, A. (1979). *Control de Tránsito Urbano*. Editoril Limusa. México

May, A. M. (1990). *Traffic Flow Fundamentals*. Prentice may, Englewood Cliffs, New Jersey 07632.

Peter J. Yauch, P. J. (1990). *Synthesis of Highway Practice 166 .Traffic Signal Control Equipment: State of Art*. National Cooperative Highway Research Program. National Research Council. National Research Council. Washington, D. C.

Pline, J. L. (1992). *Traffic Engineering Handbook*. 4<sup>th</sup> edition. ITE Institute of Transportation Engineers. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey 07632

Pline, J. L. (1996). *Left-Turn Treatments at Intersections. A Synthesis of Highway Practice*. NCHRP Synthesis 225. National Cooperative Highway Research Program. Transportation Research Board. National Research Council. National Academy Press, Washington, D. C.

Roess, R. P., McShane, W. R., Prassas, E. S. (1998). *Traffic Engineering*. Second edition. Prentice may. Upper Saddle River, New Jersey

Salter, R.J., Houndseell, N.B. (1996). *Highway Traffic Análisis and Design*. Third edition. Mcmillan Press LTD. London.

Sánchez Blanco, V., Gardeta Oliveros, J. (1997). *Ingeniería de Tráfico Vial*. Colegio Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Escuelas.

Slin, M., Matthews, P., Guest, P. (1998). *Traffic Engineering Design. Principles and Practice*. ARNOLD. London.

Transportation Research Board (1977). *Highway Capacity, Traffic Flow and Traffic Control Devices*. Transportation Research Record nº 644. National Research Council. National Academy Press. Washington, D.C

Transportation Research Board (1992). *Highway Capacity and Traffic Flow*. Transportation Research Record nº 1365. National Research Council. National Academy Press. Washington, D.C.

Underwood, R. T. (1991). *The Geometric Design of Roads*. The Macmillan Company of Austrelia pty ltd.

University of Florida, Transportation Research Center, Texas Transportation Institute, ARRR Transport Research, Ltd (1996). *Capacity Análisis of Traffic-Actuated Intersections*. NCHRP Project 3-48, Final Report. National Cooperative Highway Research Program Transportation Research Board. National Research Council. Washington, D. C.

Valdés, A (1988). *Ingeniería de Tráfico*. 3ª edición, 1ª reimpresión. Bellisco, Librería editorial. Madrid.

Vecino Pereira, J. M. (1997). *Ayer y Hoy de la Señalización Vial*. Editor: Gaur. Artes Gráficas Uribirate, S.L.

Webster, F. V. and Cobbe, B. M. (1966). *Traffic Signals*. London by Her Majesty's.

Wolfgang S. Homburger, W. S., may, J. W., Loutzenheiser, R. C., Reilly, W. R. (1996). *Fundamentals of Traffic Engineering*. 14th edition. Institute of Transportation Studies. University of California. Berkeley.

### **PÁGINAS WEB Y OTROS SOPORTES INFORMÁTICOS.**

**[www.accityequipment.com](http://www.accityequipment.com).**

**[www.aeronaval.com](http://www.aeronaval.com).**

**[www.ars93.com](http://www.ars93.com).**

**[www.semavenca.com](http://www.semavenca.com).**

**[www.trafficsignals.net](http://www.trafficsignals.net).**

**Enciclopedia Microsoft® Encarta® 97. (© 1993-1996 Microsoft Corporation).**